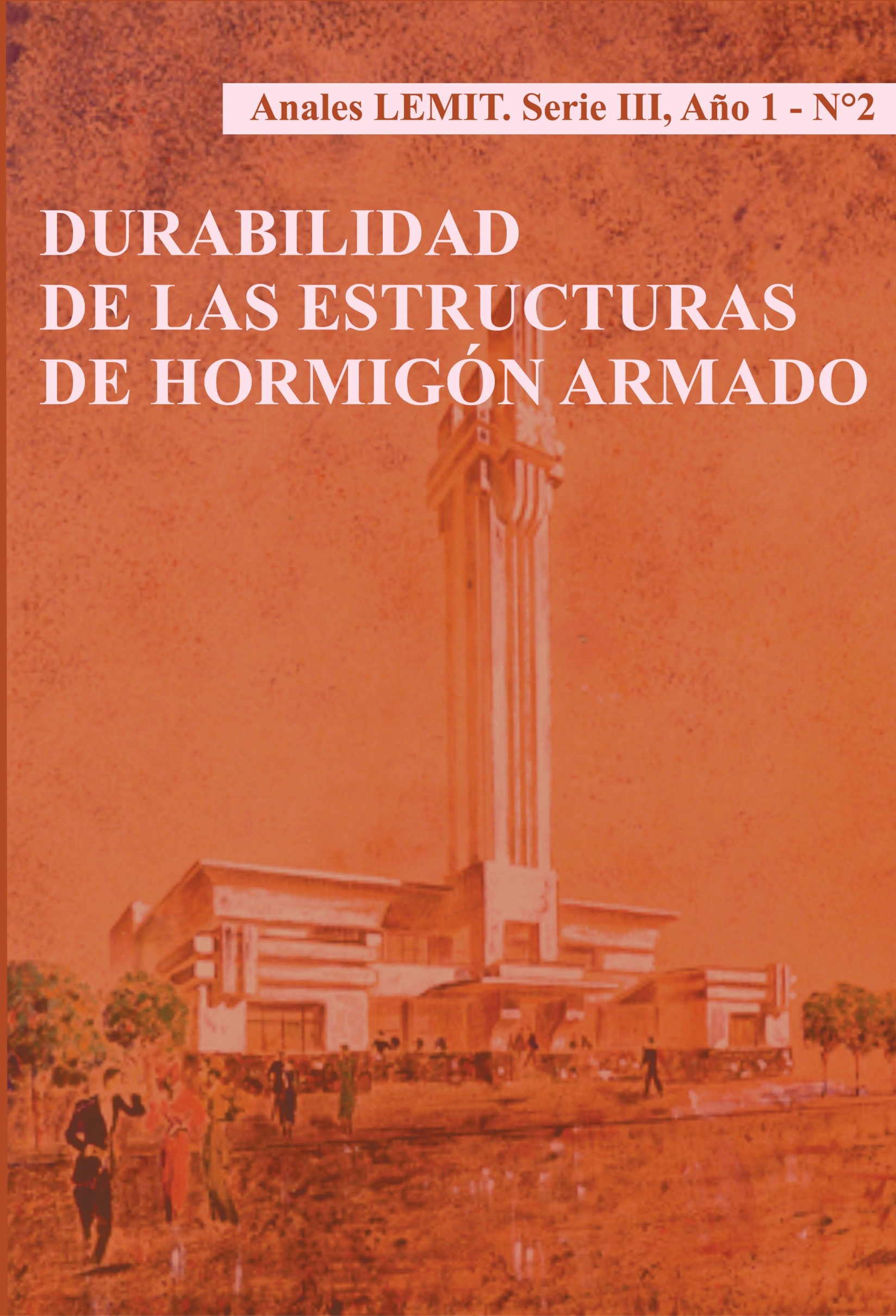


Anales LEMIT. Serie III, Año 1 - N°2

DURABILIDAD DE LAS ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO



DURABILIDAD DE LAS ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO

Editado por:
Luis P. Traversa

DURABILIDAD DE LAS ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO: Anales LEMIT - Serie III - N°2 / Edición Literaria a cargo de Luis P. Traversa. - 1a ed. - La Plata : Laboratorio de Entrenamiento Multidisciplinario para la Investigación Tecnológica - LEMIT, 2012. 126 p.; 32x22 cm.

ISBN 978-987-26159-2-5

1. Construcciones 2. Hormigón 3. Durabilidad I. Traversa, Luis P., ed. lit
CDD 690

Título:

Durabilidad de las estructuras de hormigón armado.

Editor:

Luis P. Traversa

Diseño y diagramación:

Prof. Sebastian Marquez

Portada:

Acuarela del Ing. Arq. Francisco Salamone. Palacio Municipal de Tornquist. 1937.
Tapa de libro "LA OBRA PÚBLICA DEL ING. ARQ. FRANCISCO SALAMONE EN LA PROVINCIA DE BUENOS AIRES", editado por el LEMIT año 2000.

Cantidad de ejemplares: 500

Esta publicación es patrocinada por la Comisión de Investigaciones Científicas de la Provincia de Buenos Aires a través de un Subsidio para Publicaciones Científicas y Tecnológicas (PCT09).



Todos los derechos reservados.

Ninguna parte de esta publicación puede ser reproducida por algún método gráfico, electrónico o mecánico, incluyendo los sistemas de fotocopias, registro magnetofónico o de alimentación de datos, sin expreso consentimiento del editor.

All rights reserved.

No part of this publication may be reproduced by any method graphic, electronic or mechanical, including photocopying systems, magnetic recording or record data feed, without written permission from the publisher.

INDICE

1.- DURABILIDAD DEL HORMIGÓN ARMADO.	5
<i>Luis P. Traversa</i>	
2.- PUENTE “DONATO GERARDI”: UN PUENTE PATRIMONIAL DE HORMIGÓN ARMADO EN SERVICIO DURANTE 90 AÑOS.	31
<i>Luis J. Lima</i>	
3.- EL ATAQUE DE SULFATOS EN HORMIGONES.	39
<i>E.Fabian Irassar, Angel A. Di Maio y Oscar Batic †</i>	
4.- ESTUDIOS Y ANTECEDENTES SOBRE LA REACCION ALCALI-SILICE (RAS) EN EL LEMIT.	61
<i>Dario D. Falcone y Oscar R. Batic †</i>	
5.- CORROSIÓN LOCALIZADA EN ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO.	81
<i>Yury A. Villagran Zacardi</i>	
6.- SUCCIÓN CAPILAR EN HORMIGONES.	97
<i>Valeria Taus</i>	
7.- DURABILIDAD DE HORMIGONES RECICLADOS.	107
<i>Angel A. Di Maio y Claudio Zega</i>	

† Ing. Oscar R. Batic, fallecido el 11 de Agosto de 2011.

DURABILIDAD DEL HORMIGÓN ARMADO

Luis P. Traversa

El hormigón armado, material compuesto de amplio uso ingenieril, resultado de la unión del hormigón de cemento pórtland y el acero, es uno de los materiales de mayor empleo en la construcción del equipamiento para la vida humana (viviendas, aeropuertos, centrales hidroeléctricas y nucleares, etc.). La adherencia entre el hormigón y el acero da integridad a este material compuesto y la protección a la corrosión que el hormigón ofrece a las barras de acero empotradas, asegura, teóricamente, la vida útil de la estructura.

En todas estas construcciones se emplea el hormigón armado por ser un material económico y por garantizar resistencia y durabilidad de acuerdo a los requerimientos especificados. Sin embargo todo material sufre procesos de degradación a lo largo del tiempo, que tienden a transformarlo. Esta situación se verifica particularmente en aquellos materiales elaborados tecnológicamente por el hombre, a los cuales se les ha otorgado una cierta energía para transformarlo y que tienden durante su vida a la condición de estabilidad inicial.

El hormigón es un material constituido básicamente por agregados y pasta de cemento pórtland que eventualmente puede incorporar aditivos químicos, adiciones minerales activas, fibras metálicas o de polipropileno, etc. En la actualidad, los cementos también incorporan distintas adiciones, por ejemplo, escorias granuladas de alto horno, filler calcáreo, etc.

Los agregados son, en la mayoría de los casos, materiales originados en la trituración – natural o artificial – de rocas y habitualmente se dividen en dos fracciones: agregado grueso y agregado fino (arena). También existen agregados livianos y pesados - naturales o artificiales – que dan origen a hormigones de menor o mayor peso por unidad de volumen, de usos específicos. La pasta de cemento, aglomerante del hormigón, está formada por el cemento y el agua. Los agregados, el cemento y el agua se mezclan juntos para constituir una masa plástica y trabajable, que permite ser moldeada de acuerdo a la forma elegida y que luego se endurece y desarrolla resistencia.

El cemento y el agua de mezclado, se combinan químicamente por un proceso denominado hidratación, del cual resulta el fraguado del hormigón y su endurecimiento gradual; que puede continuar bajo condiciones adecuadas de humedad y temperatura, originando una estructura de poros mas cerrada (menor volumen de poros y mayor segmentación de los capilares) e incrementando consecuentemente la resistencia mecánica del hormigón y la durabilidad.

La palabra “hormigón” aparece citada por primera vez, en el año 1788, en el Diccionario de las Nobles Artes para la Instrucción de Aficionados de España, definiéndolo como “Argamasa compuesta de piedrecillas menudas, cal y betún que dura infinito”. Es importante esta definición, ya que desde ese momento se incorpora implícitamente el concepto de durabilidad del material.

Los vocablos francés “béton” y el alemán “béton”, que designan al mismo material, derivan del latín “bitumen / bituminis” que significa “lodo que se va espesando”, mientras que el vocablo inglés “concrete”, empleado para denominar a este material, también deriva del latín teniendo el significado de denso ó compacto.

El hormigón es un material que presenta una dualidad en lo que respecta a su comportamiento resistente. La resistencia de rotura a compresión es muy superior a la resistencia a tracción, con relaciones promedio del orden de 10. Esta situación hace que el material hormigón sea ideal para soportar esfuerzos de compresión y presente una cierta deficiencia en lo que respecta a los esfuerzos de tracción. El hormigón armado, material compuesto de hormigón reforzado con armaduras metálicas que absorben , cuando están convenientemente dispuestas, los esfuerzos de tracción que el hormigón por sí solo no puede resistir, es la alternativa tecnológica encontrada para el inconveniente antes mencionado, que despliega su máximo desarrollo durante el siglo XX.

Desde un amplio marco teórico dado por los muchos experimentos y experiencia práctica, se han formulado leyes que permiten calcular las dimensiones y cuantías de los elementos de hormigón armado para soportar cargas, con adecuados niveles de seguridad. Las propiedades fundamentales que permiten al hormigón y al acero actuar en combinación son la igualdad en el coeficiente de expansión y la adherencia entre ambos materiales, de modo que se pueden transmitir los esfuerzos sin dar lugar al deslizamiento de la barra y a la protección contra la corrosión de las barras que brinda la alcalinidad del hormigón (pH≈13).

Las características particulares de este material compuesto, como así también, los últimos adelantos, en particular los vinculados con el uso de aditivos químicos y adiciones minerales hacen prever que el siglo XXI tendrá al hormigón armado como el material por excelencia para todo tipo de construcción.

Durabilidad de los materiales y vida útil de las estructuras

El envejecimiento, entendiendo este concepto como el deterioro de una o todas las propiedades del material es un proceso natural e inevitable, en particular cuando se encuentran expuestos en ambientes agresivos, ya que siempre evolucionan hacia formas más estables. En muchos casos, tratan de volver a su condición original, en la cual se encontraban en la naturaleza y que el hombre, por procesos tecnológicos, modifica entregando energía. Desde el punto de vista de su empleo, el principal problema no es el deterioro que sufren sino la velocidad del mismo. Esta velocidad, para que el material resulte económicamente viable, debe implicar tiempos menores de alteración que la vida útil de la estructura de la cual forma parte.

El concepto antes citado entra en contradicción con la creencia que el material tiene una duración ilimitada ya que en reiteradas oportunidad, se vincula la palabra “hormigón” con los Romanos, una de las primeras civilizaciones que empleó un material compuesto por cenizas volcánicas, cal, piedra y agua en sus estructuras, existiendo hasta nuestros días ejemplos dignos de

mencionar como el Acueducto de Segovia (109 AC) y el Panteón Romano (27 AC), ejecutado en hormigón liviano. Frente a esta situación debe definirse la vida útil de las estructuras en la cual las mismas deben mantener una serviciabilidad satisfactoria sin grandes costos en su mantenimiento.

Estudios realizados en el LEMIT sobre un total de 177 estructuras evaluadas en el período 1975/1990, indica que dentro de la causa Materiales, las subcausas Durabilidad y Corrosión de armaduras son del orden del 22%. En la Tabla 1 se informan los resultados obtenidos.

La alta incidencia porcentual de la causa Materiales debe ser atribuida a la incorporación de las subcausas “características inadecuadas del hormigón”, “durabilidad” y “corrosión de armaduras”. Este hecho hace elevar el porcentual correspondiente y plantea diferencias con datos de encuestas europeas (ver Tabla 2) o relevamientos más recientes realizados en Brasil, que en la causa Materiales se incluyen, exclusivamente al empleo de materiales inadecuados y muchos de las subcausas de durabilidad se incorporan a la de Proyecto.

Tabla 1: Principales causas de deterioro en estructuras de hormigón armado construidas en Argentina y porcentajes relativos (Información Período 1975/90).

Causas de deterioro		Casos evaluados	
		(N°)	(%)
Proyecto	a) Deficiencias de cálculo	15	19
	b) Sobrecargas (acciones no tenidas en cuenta)	10	
	c) Fundaciones inadecuadas	10	
Materiales	a) Características inadecuadas del hormigón	31	44
	b) Durabilidad	12	
	c) Corrosión de armaduras	29	
	d) Materiales inadecuados	6	
Construcción	a) Fallas de control	19	22
	b) Falta de control	12	
	c) Fallas en construcciones linderas	8	
Uso y Mantenimiento	a) Sobrecargas	11	10
	b) Modificaciones del medio ambiente	6	
Otros	a) Siniestros	5	5
	b) Derrumbes	3	

Tabla 2.- Principales Causas de Deterioro en Estructuras de Hormigón relevadas en Países Europeos.

País	Causas				
	Proyecto	Construcción	Materiales	Uso y mantenimiento	Acciones naturales o imprevistas
Bélgica (1800 casos)	46	22	15	8	9
Dinamarca (601 casos)	37	22	25	9	8
Rumania (832 casos)	38	20	23	10	8
Francia (10000 casos)	37	51	4.5	7.5	---
Alemania (1576 casos)	40	29	14	9	7
España (586 casos)	51	38	15	10	6
Valores medios*	42	28	15	10	6

(*) Incluye otros países

En la Tabla 2, se informan los resultados de una encuesta realizada en países europeos, entre Empresas constructoras, Entes públicos, etc., con un número significativo de casos, en los cuales el informante menciona las patologías detectadas no existiendo un estudio técnico que lo corrobore.

También, es importante mencionar un relevamiento realizado, siguiendo el esquema de encuestas, sobre deterioros en diques y presas. En este estudio, se informan 1.105 casos correspondientes a 33 países, existiendo en el mundo un número total de 14.500 diques y presas. En la Argentina se ha informado sobre fallas en distintas presas.

El análisis de la información internacional muestra que se han detectado deterioros en un porcentaje elevado de presas y diques de tierra (cerca del 60% del total) siendo el 40% restante construcciones de hormigón o mampostería. En lo que respecta a los diques y presas de hormigón, las patologías se atribuyen, en un 45%, a causales vinculadas con los materiales y un 25% con las fundaciones. En el hormigón se han verificado patologías atribuibles a congelación y deshielo, reacción álcali-sílice, figuración térmica, etc. Estos comportamientos se reproducen en líneas generales en la Argentina.

En la Tabla 3, se informa un relevamiento realizado en el LEMIT de estructuras de hormigón armado afectadas por problemas de corrosión. El mismo fue realizado en el área costera (máximo 200 metros de la línea de mareas) de la Provincia de Buenos Aires, en la cual los vientos predominantes que arrastran sales agresivas, en especial cloruros, tienen dirección mar-costera, por lo cual el porcentaje detectado de estructuras afectadas es significativo, pero similar al reconocido a nivel internacional para las mismas condiciones de exposición. En otros emplazamientos marinos donde el viento predominante es desde el continente hacia el mar la problemática de la corrosión es menor o prácticamente nula, como ocurre en el Sur de la Argentina, como por ejemplo en Comodoro Rivadavia.

Tabla 3 - Estructuras afectadas por problemas de corrosión (año 1991).

Localidad	Edificios		
	Inspeccionados N°	Altura (pisos)	Afectados (%)
San Clemente	15	3/10	20
Las Toninas	2	¾	*
Santa Teresita	20	>4	15
Mar del Tuyú	2	<3	0
San Bernardo	15	3/10	10
Mar de Ajó	10	>3	10
Pinamar	15	3/10	13

(*) Signos iniciales de corrosión en uno de los edificios inspeccionados.

En la Tabla 4 se informa un relevamiento de puentes carreteros de hormigón armado de distinta sección y ubicados en ambientes de diferentes características de agresividad para el hormigón (ambiente rural y ambiente marino). Además, se incluye la densidad saturada y superficie seca del hormigón (D_{ss}), la porosidad (P) y la carbonatación (C). Se observa que en las estructuras ubicadas en ambientes no agresivos (rural) aparecen problemas a edades del orden de 30 años y perdidos de sección en barras a los 40 años. Estas edades son menores a las que se podrían considerar aceptables para obras de infraestructura. Igual comportamiento, aunque con disminución de tiempos se da en ambientes agresivos para la corrosión de barras.

También, se ha informado en la Argentina sobre alteraciones observadas luego de 20 años en estructuras de edificios construidas durante los años 1950/1960, en los cuales se empleó cloruro de calcio como aditivo acelerador de resistencia. En la Provincia de Buenos Aires, Argentina, existen estructuras prefabricadas construidas en el año 1937, con problemas originados posiblemente en la misma causa. A partir del año 1965 el empleo de cloruro de calcio o de aditivos que contengan cloruros se encuentra fuertemente limitado en los reglamentos argentinos.





Aspectos económicos involucrados en la degradación del hormigón armado

La disminución de la vida útil prevista de las estructuras afecta sensiblemente la economía de los países. Esta situación es crítica en aquellos cuyas características atmosféricas, suelos y agua son agresivas para el hormigón armado, hechos que favorecen el desencadenamiento y desarrollo de los procesos de degradación. A esta situación debe agregarse la influencia de altas temperaturas y elevadas concentraciones de humedad. También, deben incorporarse los países con climas fríos que emplean sales descongelantes, en particular en puentes, viaductos y aeropuertos, las cuales aceleran los procesos de corrosión de las armaduras.

En países poco desarrollados, el problema tiene una menor incidencia, ya que el número de estructuras que pueden verse afectadas es menor al ser menor el número de estructuras construidas. Por lo cual, para estos países el acortamiento de la vida útil de las estructuras resulta altamente perjudicial para su economía.

Por todo lo expuesto, siempre es conveniente disminuir al máximo posible la velocidad de degradación del hormigón armado sin elevar excesivamente el costo de diseño, ejecución y/o mantenimiento de las estructuras, ya que el bajo costo es una de las características principales que hacen que el hormigón armado sea un material ampliamente utilizado en la construcción de todo tipo de estructuras. El hormigón armado es un material competitivo frente a otros, ya que en la mayoría de los casos las tareas de mantenimiento son mínimas, limitadas fundamentalmente a preservar la limpieza y el correcto drenaje de las aguas de lluvia.

Tabla 4. Patologías de Puentes carreteros ubicados en distintos ambientes.

Puente	Atmosfera	Distancia desde el mar (m)	Edad (años)	Sección Transversal	Total longitud (m)	Número de tramos	Patologías Externas Detectadas	Dsss	P (%)	C (mm)
1	Rural	---	30	3	112	18		2.42	8.9	10
2	Rural	---	50	2	15	1		2.40	10.5	12
3	Rural	---	50	4	30	2		2.42	12.1	---
4	Rural	---	60	1	5	5		2.23	19.3	15
5	Rural	---	40	3	20	1		2.45	24.1	---
6	Rural	---	60	4	25	2		2.60	---	---
7	Rural	---	30	3	15	1		2.54	---	---
8	Rural	---	25	4	30	2		2.32	14.8	---
9	Rural	---	30	4	30	2		2.48	9.1	---
10	Rural	---	30	4	45	3		2.53	9.6	18
11	Rural	---	30	4	60	4		2.45	---	20
12	Rural	---	65	2	30	1		2.54	---	15
13	Rural	---	60	3	15	1		2.48	---	10
14	Rural	---	35	4	30	3		2.46	---	10
15	Marino	200	67	4	15	2		2.24	18.4	30
16	Marino	100	30	4	15	2		2.38	13.5	10
17	Marino	600	65	4	10	1		2.43	11.9	20
18	Marino	150	62	4	15	1		2.41	10.0	---
19	Marino	100	60	4	15	1		2.43	12.0	---
20	Marino	120	25	3	35	7		2.19	17.2	---
										
Sección 1		Sección 2		Sección 3		Sección 4				

Esquema de los procesos de degradación química y electroquímica

El modelo que esquematiza todos los procesos de degradación química y electroquímica del hormigón armado, incluye dos períodos diferenciados:

Período de iniciación: tiempo que tardan las sustancias agresivas y las reactivas en ponerse en contacto. En algunas reacciones el tiempo necesario para su manifestación es elevado ya que las velocidades de transporte de las sustancias agresivas en el hormigón son lentas, dependiendo directamente del tipo de sustancia, del diámetro y conectividad de la red de poros capilares, de la temperatura y del contenido de humedad.

Período de propagación: tiempo durante el cual se producen las reacciones cuyos resultados pueden llegar a un deterioro inaceptable para la seguridad, funcionalidad o estética de la estructura. En la mayoría de los procesos de degradación y en particular en los químicos, las temperaturas elevadas actúan como acelerantes del proceso, pudiendo existir otros factores que modifican positivamente o negativamente la pendiente de la recta correspondiente al período de propagación.

Estructura de poros y capilares del Hormigón endurecido

La destrucción del hormigón está íntimamente vinculada al proceso de circulación de un líquido dentro de la masa del hormigón. Dicha circulación está relacionada con la estructura de poros y capilares.

Se ha establecido que no hay ningún hormigón sin poros. A su vez, los mismos son frecuentes y predominantemente poros abiertos, es decir, poros que se hallan en comunicación por medio de finos conductos con el exterior.

Los hormigones normales de construcción, cuando están endurecidos y desecados tienen volúmenes de poros comprendidos entre el 8 y el 25%. Pero ese volumen de poros proporciona sólo la suma de poros en porcentual, pero nada dice acerca del tamaño de los mismos, de su forma y de su distribución, factores que pueden tener notable influencia sobre muchas de las propiedades del hormigón.

Un mismo volumen de poros puede estar compuesto de una pequeña cantidad de poros grandes y oquedades o bien de numerosos poros de tamaño medio o finalmente de una

infinidad de poros minúsculos. En general se trata de una mezcla de poros de los más diversos tamaños, algunos de ellos fuertemente vinculados con distintas características del hormigón. En lo que respecta a los procesos de durabilidad, los más críticos son los comprendidos entre 10⁻² m hasta 10⁻⁷ (poros de compactación, aire ocluido y poros capilares). Los micro poros o poros del gel no tienen incidencia en los procesos de durabilidad.

La forma en que los vacíos se originan en el hormigón endurecido se vinculan con:

a) En primer lugar, la necesidad de obtener mezclas trabajables y que permitan llenar con facilidad los encofrados, obliga a utilizar una cantidad de agua de mezclado mucho mayor que la necesaria para completar la hidratación y el endurecimiento del cemento (del orden del 22% del peso de cemento) quedando la mayor parte de ella como agua libre en la masa del hormigón. El volumen que el agua libre ocupa está inicialmente determinado por la razón agua/cemento y representa espacio libre para ser ocupado por los productos de hidratación del cemento. De ahí la importancia que revisten los bajos contenidos unitarios de agua y un curado eficiente y prolongado. Los diámetros de estos poros son del orden de 10⁻³ a 10⁻⁴ cm. El volumen total estará comprendido entre aproximadamente 0 y 40% del volumen de la pasta, para razones agua/cemento dentro de la gama de valores de trabajo normal.

b) En segundo lugar, el volumen sólido de los productos que se forman por la hidratación del cemento, es menor que la suma de los volúmenes de agua y sólido del cemento que entran en la reacción. Así es como resulta imposible que la pasta endurecida de cemento y agua llene íntegramente el espacio que originariamente ocupaba la misma en estado fresco. La consecuencia es que la pasta endurecida contiene cierta cantidad de vacíos. Estos pequeñísimos poros de gel, de diámetros del orden de 10⁻⁷ cm ocupan aproximadamente el 25% del volumen aparente de los productos de hidratación.

c) En cuanto a los agregados que constituyen algo más del 70% del volumen del hormigón, influyen sobre sus características. El volumen de poros de los agregados del tipo normal varía entre 1 y 5% y sus diámetros son variables y del orden de los mayores diámetros de los canales capilares de la pasta.

d) El hormigón contiene cierta cantidad de aire natural o intencionalmente incorporado en su masa. Su volumen puede variar entre 1 y 10% aproximadamente, dependiendo del tipo y de la cantidad de agente incorporador de aire empleado y de otras circunstancias. Sus diámetros oscilan entre 10⁻¹ a 10⁻³ cm. Asimismo, si la mezcla no está correctamente proyectada o si existen defectos de compactación, en las estructuras se observan poros mayores o los denominados “nidos de abeja” (aglomerado de agregados prácticamente sin mortero).

e) Otro tipo de vacío se desarrolla cuando el hormigón está en estado plástico, inmediatamente después de haberlo colocado en otra. Estando las partículas sólidas, incluso el cemento, en un estado de equilibrio inestable, al producirse el asentamiento de dichas partículas como consecuencia de la acción de las fuerzas gravitatorias,

el agua es forzada a dirigirse hacia las partes superiores, comenzando entonces la formación de una serie de canales capilares que pueden llegar, y llegan, hasta las superficies exteriores de las estructuras (exudación). Estos pequeños e innumerables canales de agua interconectados, constituyen una red dentro de la masa del hormigón. Parte del agua que asciende como consecuencia de la exudación, es detenida debajo de algunas de las partículas de agregados de mayor tamaño constituyendo una película de agua, que tenderá a desaparecer dejando vacíos, que constituyen zonas de debilidad, de alta razón agua/cemento y de pobre adherencia entre la pasta y los agregados. Este efecto es particularmente crítico en elementos estructurales de gran altura, en la cual se observan diferencias de resistencia significativa entre la parte superior e inferior de los mismos, ocasionados por las distintas razones agua-cemento de ambos sectores.

Por lo tanto, el hormigón es un material poroso, con vías de acceso abiertos al ingreso, dentro de su masa, de sustancias que están en contacto con el hormigón y también, naturalmente, al egreso, desde su masa al exterior de sustancias en condiciones de recorrer los poros y capilares en sentido inverso. Esto también muestra que la superficie de contacto del hormigón con un medio agresivo no es solamente la externa, delimitada por las formas exteriores de la estructura, sino que a ella debe agregarse la enorme superficie interna constituida por los poros y capilares.

El ingreso y la circulación de los líquidos, agresivos o no, puede producirse por distintos mecanismos: por permeabilidad, es decir líquido sometido a una presión exterior, por capilaridad (absorción capilar) o por el uso de sustancias en contacto con la superficie, el proceso de ingreso puede ocurrir por difusión. Se analiza a continuación sumariamente ambos casos.

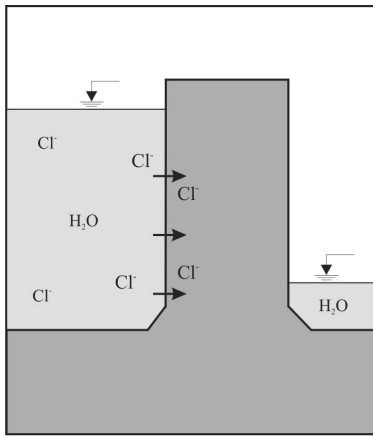
Permeabilidad. Varios son los factores que influyen para determinar la mayor o menor permeabilidad del hormigón. Si se desea obtener hormigones de baja permeabilidad es esencial trabajar con bajas razones agua/cemento. También para una misma razón a/c la permeabilidad aumenta con el tamaño máximo del agregado grueso.

Otro factor importante es el curado, debido a la reducción del diámetro de los capilares por acción de los productos de hidratación que van ocupando los espacios vacíos y/o por la pérdida de conectividad de los mismos.

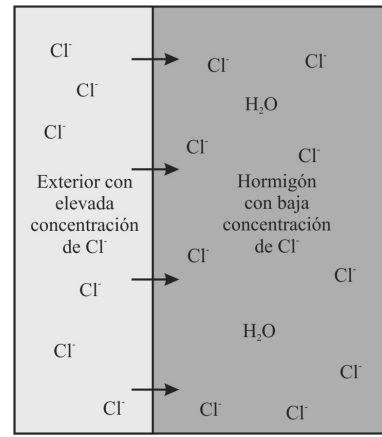
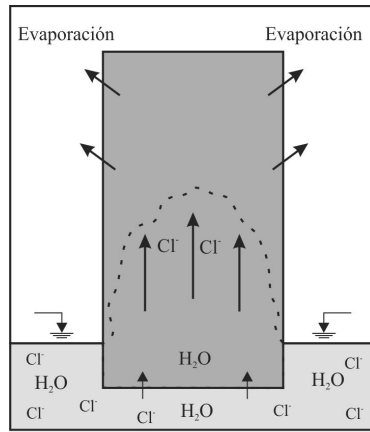
Es natural que la permeabilidad del hormigón aumente con la de los agregados, aunque no es función directa. Influyen también los vacíos de aire natural o intencionalmente incorporado.

El aire intencionalmente incorporado, que reduce la segregación y exudación, dando hormigones de mayor uniformidad, de menor razón a/c hace que, a pesar de la presencia de dichos vacíos, el hormigón resulte más impermeable.

Absorción Capilar. Si un líquido se encuentra en contacto con hormigón no saturado, las diferencias de humedad pueden dar lugar a la aparición de tensión capilar y con ella, al movimiento de líquido hacia el interior de la masa del hormigón.



Mecanismos de Transporte: Capilaridad y Permeabilidad.



Mecanismo de Difusión por Concentración diferenciada.

Difusión. También puede originarse el ingreso de sustancias agresivas al hormigón por procesos de difusión debidos a una diferencia de concentración, situación de extrema gravedad en atmósferas contaminadas. En el caso de reparación de estructuras (unión de hormigón nuevo con hormigón contaminado) puede originarse procesos inversos de difusión.

En resumen, se puede decir que los mayores contenidos unitarios de agua y las mayores razones agua/cemento, tenderán a producir hormigones más porosos. Más porosidad puede significar mayor absorción y permeabilidad y, en determinadas condiciones desfavorables, como en el caso en que sobrevienen bajas temperaturas (congelación del agua) o cuando la obra está en contacto con sustancias, especialmente líquidos capaces de producir ataques de naturaleza química o físico-química, ello puede significar una mayor facilidad para el ataque y consiguiente destrucción de la estructura.

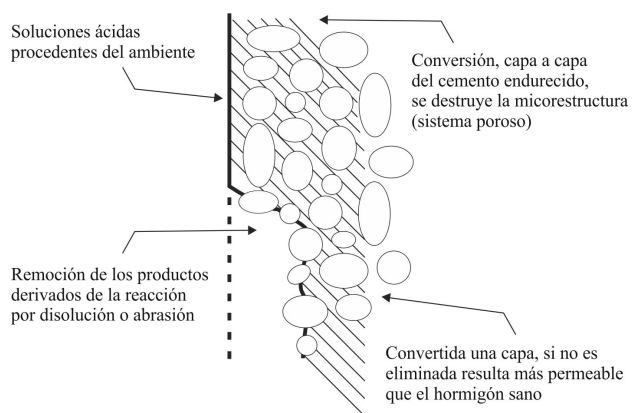
De ahí la importancia que reviste el empleo de bajos contenidos unitarios de agua y bajas razones agua/cemento, como medios para obtener hormigones durables, empleando agregados poco porosos y de tamaño máximo reducido. Además, las mezclas deben ser homogéneas, no segregadas, compactadas por vibración, con aire intencionalmente incorporado, y el curado eficiente y prolongado para alcanzar el máximo de reducción de poros y capilares, y fundamentalmente, la pérdida de conectividad de poros.

Algunas consideraciones sobre los distintos procesos químicos y electroquímicos de degradación del hormigón armado.

Las reacciones químicas que producen la degradación del hormigón de cemento portland, como así también la electroquímica de alteración de las barras empotradas, son conocidas existiendo las tecnologías para atenuarlas o evitarlas. Sin embargo son muchas las estructuras de hormigón armado que se degradan antes de cumplir su vida útil, siendo necesario, entonces, su refuerzo y/o reparación con los inconvenientes que esta situación origina desde el punto de vista económico. A continuación se realiza una descripción general de los principales procesos de degradación, los cuales pueden tener importancias relativas según la ubicación o emplazamiento de la estructura, uso, etc.

Alteración por ataques ácidos

Esta forma de degradación del hormigón, que afecta a todos los compuestos hidratados del cemento portland, se observa particularmente en estructuras ubicadas en ambientes industriales en contacto con ácidos en circulación. Esta situación es la más desfavorable ya que la sustancia agresiva fluye y renueva constantemente su acción de degradación. Debe mencionarse que no existe tecnología que evite la alteración del hormigón por ácidos, con excepción de la utilización de membranas, revestimientos, etc., resistentes a esta agresión y que proteja directamente al material. Debe mencionarse que este tipo de agresión depende fundamentalmente de las características del ácido, siendo alguno de ellos más agresivos que otros y de las solubilidades de la sal cálcica que resulta. Cuanto menos soluble resulta esta sal, la agresividad es menor, si no existe otro mecanismos que la transporte. Las aguas blandas disuelven los compuestos cálcicos al igual que los ácidos. En este caso al igual que con los ácidos, es importante considerar el volumen de sustancia en contacto con el hormigón, pudiéndose calcular la máxima pérdida de superficie.



Esquema de ataque por ácidos.

Biodegradación Liquéncia. También, se ha detectado la acción de los ácidos orgánicos, en particular los secretados por diversas especies de líquenes que colonizan las superficies carbonatadas del hormigón. Los líquenes secretan ácido oxálico como producto del metabolismo secundario, que al combinarse con el calcio da como resultado oxalato de calcio. Para conocer la acción del ácido oxálico en morteros de cemento se atacaron probetas

preparadas con este material con soluciones de diferentes concentraciones de ácido oxálico, simulando la acción de líquenes y se determinó, para cuantificar el efecto, la absorción por capilaridad.

El ácido oxálico es un ácido orgánico común en la naturaleza, que se encuentra en muchas plantas ya sea en estado libre o como un oxalato; en la madera puede aparecer como oxalato ferroso y en el guano como oxalato de amonio. Los hongos y los líquenes que colonizan entre otros materiales a los morteros de cemento, lo secretan como producto del metabolismo secundario. Este ácido puede calificarse por sus características de agresividad como moderadamente fuerte.

Los distintos tipos de ataque ácido al hormigón o a los morteros de cemento, se clasifican en función de la concentración de protones o por el pH. En el ataque ácido el protón H⁺ acelera la lixiviación del Ca (OH)₂ y cuando la concentración es elevada también ataca a los silicatos de calcio hidratados formando un gel de sílice que no tiene resistencia. El ácido oxálico se combina con el calcio, formando oxalato de calcio que es insoluble al agua; esta insolubilidad conlleva a una tasa de degradación baja de los morteros cementíceos que actúan como sustrato.

Además, los líquenes producen una degradación física de la superficie colonizada, debido al crecimiento del talo dentro del material cementíceo que frente a ciclos de mojado y secado con agua de lluvia originan tensiones de tracción en el material que pueden llegar a figurarlo y/o desprenderlo en pequeñas láminas.

Por lo expuesto, las colonizaciones liquénicas se consideran perjudiciales para las superficies colonizadas por las pátinas y manchas irregulares que originan como así también por las alteraciones químicas y mecánicas. En algunos casos, este ataque resulta altamente perjudicial para los bienes que conforman el patrimonio cultural dependiendo fundamentalmente de las características del sustrato colonizado.

Al analizar revestimientos de morteros de cemento colonizados por distintas especies de líquenes se determinó la presencia de ácido oxálico en *Caloplaca citrina*, *Lecanora albescens*, *Staurothele monosporoides* y *Staurothele frustulenta*. Al mismo tiempo, las mediciones con EDE (Espectrometría de Dispersión de Electrones) revelaron que en los sustratos colonizados se produce una pérdida del contenido de calcio y un aumento en el contenido porcentual de sílice, lo cual sugiere que el ácido liberado por estos organismos causa una alteración del sustrato siguiendo el modelo de ataque ácido antes descrito. La gravedad del ataque depende de las características del sustrato y de la especie colonizante.

Como conclusión, puede plantearse que la película de oxalato de calcio que se forma sobre la superficie impide que el proceso químico continúe, y la alteración de los morteros cementíceos resulta, entonces, exclusivamente de índole superficial. En la realidad, el proceso de degradación de las superficies colonizadas es más complejo, ya que los ciclos de mojado y secado por acción de la lluvia pueden originar el desprendimiento de los líquenes que arrastran a los cristales de oxalato de calcio. De esta forma se reinicia el ciclo de alteración química del



Caloplaca citrina colonizando revoque cementíceo.

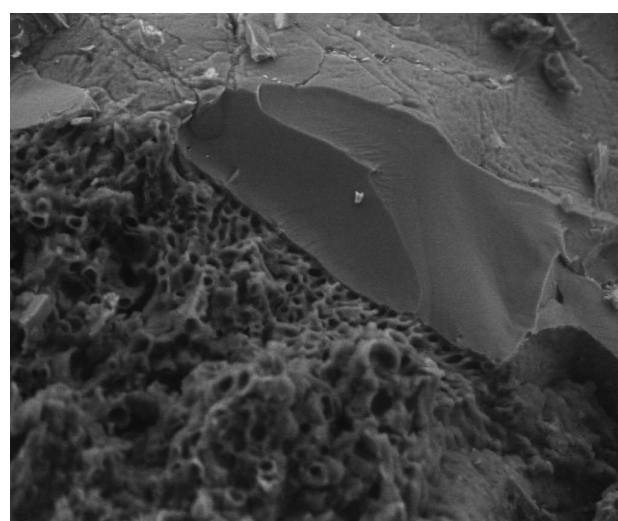


Imagen de microscopio electrónico de barrido de Caloplaca citrina.

Elementos presentes en superficies externas e internas de morteros de cemento portland colonizados por Caloplaca citrina. Staurothele monosporoides y Staurothele frustulenta. Edad del material colonizado: 40 años.

Liquen	Sup.	Elementos (%)						
		Ca	Si	Al	K	Fe	Mg	S
Caloplaca citrina	Exterior	52.5	32.8	7.2	3.2	3.8	0.3	0.2
	Interior	64.2	25.0	5.6	1.8	2.2	0.9	0.6
Staurothele monosporoides	Exterior	46.0	33.8	14.3	1.8	4.2	nd	nd
	Interior	62.2	26.2	5.9	1.6	3.9	nd	nd
Staurothele frustulenta	Exterior	15.8	45.5	12.4	nd	nd	nd	nd
	Interior	65.4	23.5	3.2	nd	nd	nd	nd

mortero, degradando la estructura del material de soporte.

La degradación que originan los mismos, si bien es superficial, de pocos milímetros de profundidad, afecta la estética de los elementos estructurales y la rugosidad que generan los nuevos crecimientos y el depósito de suciedad. Esta situación conlleva a tener que limpiar las superficies expuestas, por ejemplo mediante técnicas de hidrolavado, encareciendo los costos de mantenimiento y

generando una dispersión de los líquenes que vuelven a crecer en las zonas limpiadas y en otras no colonizadas hasta ese momento.

Ataque en conductos de desagües y líquidos cloacales. El hormigón ha sido utilizado desde hace muchos años con resultado satisfactorio como material para la construcción de conductos para líquidos cloacales. Sin embargo a veces se han producido determinadas condiciones que originan ataques severos. Los mismos se deben a que al desprenderse de la masa del efluente gas hidrógeno sulfurado, éste tiende a elevarse, se combina con el oxígeno y por acción de la humedad condensada sobre la parte superior del conducto forma ácido sulfúrico, que es un agente agresivo. No es éste un ataque directo del líquido cloacal, ni el hidrógeno sulfurado en sí produciría ataque, de no mediar las otras circunstancias señaladas.

El ataque no se produce en el conducto debajo del pelo de agua sino en el hormigón que está sobre el nivel del líquido.

Las medidas preventivas para este caso son las siguientes: evitar la formación de hidrógeno sulfurado: evitar la condensación del hidrógeno sulfurado y evitar el ataque. Como medio para prolongar la vida útil del conducto se aconseja dar un espesor mayor a las paredes (2 a 4 cm más del recubrimiento del hormigón).

Por último un hormigón rico de la mejor calidad posible con aire incorporado, baja razón a/c, bien curado es indispensable para obtener mayor durabilidad, aunque estos parámetros tienen una influencia menor en los ataques ácidos.

Resulta, entonces, más aconsejable el empleo de un revestimiento protector, como ser, pinturas a base de asfalto, epoxy bituminosas, láminas de plástico.

• **Alteraciones debidas al ataque por sulfatos**

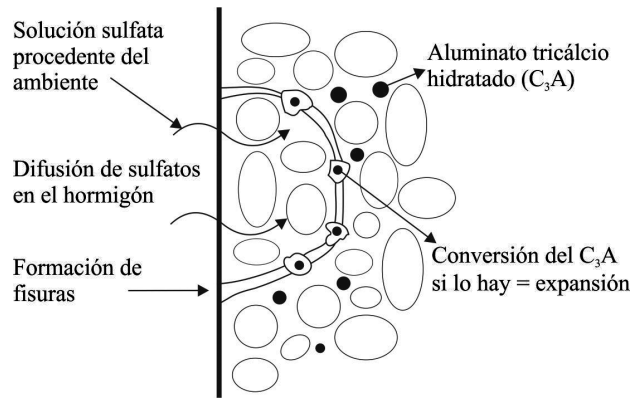
Los sulfatos (sustancia agresiva) existente en aguas y suelos de contacto, reaccionan con el compuesto aluminato del cemento portland hidratado, originando principalmente etringita y en menor medida, yeso.

Algunos de los más espectaculares ataques producidos en las obras de hormigón han sido el resultado de la presencia de sulfatos solubles (de sodio, de magnesio o de calcio) contenidos en suelos o aguas en contacto con las estructuras. La desintegración del hormigón y el grado de ataque depende, naturalmente de la concentración de las sales.

La experiencia adquirida indica que un hormigón compacto sólo sufre efectos superficiales mientras que si es poroso el efecto destructivo se produce en toda la masa con ablandamiento y desintegración superficial acompañados por expansión y reducción de resistencia, ya que los sulfatos por alguno de los mecanismos de ingreso pueden penetrar profundamente en el hormigón.

En cuanto al mecanismo del ataque depende de las siguientes causas fundamentales:

a) Los sulfatos reaccionan químicamente con el hidróxido de calcio dando lugar a la formación de pequeños



Esquema de ataque por sulfatos.



Bloques de protección atacados por sulfatos en zona de fluctuación de marea.



Detalle de las afectaciones producidas por sulfatos en muestras enterradas en suelos contaminados con sulfatos.

cristales de yeso, visibles al microscopio. Esto sucede particularmente cuando hay elevadas concentraciones de sulfatos, especialmente sulfato de magnesio.

b) Por la formación de sulfa-aluminato de calcio fuertemente hidratado, como consecuencia de la acción de los sulfatos sobre el aluminato tricálcico. Diversos autores han demostrado que concentraciones pequeñas de

sulfatos producen pérdidas considerables de resistencia en el hormigón. Se ha encontrado que un 0,1% de sulfato de calcio y de magnesio produce una reducción del 10% en la resistencia, pudiendo llegar a 35% con concentraciones de 0,5%. La formación del sulfoaluminato de calcio hidratado partiendo del AC3 y del sulfato de calcio da origen a un incremento de volumen del 227% que produce la figuración del hormigón al superarse su resistencia a tracción.

c) Las aguas sulfatadas, en el caso de los hormigones porosos, pueden ingresar a la masa de hormigón y depositar allí sus sales por evaporación del agua, si el hormigón está sometido a efectos alternados de mojado y secado. El aumento de volumen de los cristales, producido por los mencionados ciclos puede eventualmente llenar los poros del hormigón y desarrollar presiones suficientes como para producir la desintegración de la masa, en un esquema similar al utilizado en el ensayo para verificar la calidad de los agregados.

En la Argentina, una parte significativa de su territorio, se encuentra contaminado con valores elevados de $SO_4^{=}$, alcanzando, en algunos casos, porcentajes del orden de 20.000 ppm. Esta situación llevó a la existencia de muchas estructuras con problemas de degradación de vida debido a dicha causal. También, fueron detectadas alteraciones significativas en piletas de decantación en planta potabilizadora de agua en la cual se utiliza sulfato de aluminio como floculante.

Sin embargo, desde hace muchos años, el tema es conocido y se han empleado técnicas para evitar o disminuir el ataque y sus consecuencias. En especial se han utilizado hormigones impermeables (bajas razones a/c) con el uso de cementos de bajo contenido de aluminato tricálcico. Existen diques y canales construidos en suelos sulfatados desde hace más de 50 años con comportamiento satisfactorio empleando adiciones minerales activas naturales. En los últimos años no se han reportado estructuras afectadas por esta patología, con excepción de algunas defensas costeras en las cuales se han visualizado alteraciones por ciclos de mojado y secado (destrucción física del material al cristalizarse el sulfato).

- **Reacción álcali-sílice (RAS)**

En este caso, las sustancias reactivas y agresivas, se encuentran, en la mayoría de los casos, dentro del hormigón y solamente es necesaria la presencia de agua y tiempo para que ambas se pongan en contacto y reaccionen. En algunos pocos casos la sustancia agresiva ingresa desde el exterior, por ejemplo en estructuras en contacto con agua de mar, incrementando el contenido de álcalis que aporte el cemento Pórtland.

En el territorio de la República Argentina existen amplias áreas productoras o proveedoras de agregados para hormigón en las cuales se detecta la presencia de sílice amorfa (agregados de reacción rápida) o cuarzo tensionado (agregados de reacción lenta). Además, las fábricas de cemento pórtland, elaboran productos con contenidos altos de álcalis, si bien existen algunas que producen los cementos pórtland de bajo contenido de álcalis.

Por todo lo expuesto, son muchas las estructuras que se

han visto afectadas a lo largo de su vida útil por la RAS, en particular pueden mencionarse acueductos, pavimentos, pistas de aeropuertos, etc. En el año 1950, se informa sobre la primera estructura afectada (pavimento elaborado con arena natural con calcedonia) y a lo largo de los últimos años se han reportado otros ejemplos significativos. Si bien se dispone de los conocimientos sobre el tema y las técnicas para evitarlos se encuentran especificadas en normas y reglamentos nacionales, todavía son muchas las estructuras que sufren alteraciones atribuibles a esta reacción delétea.

Los agregados, tanto el grueso como las arenas, utilizados en las provincias de Salta, Jujuy y Tucumán y parte noroeste de Santiago del Estero provienen en su mayoría de los ríos. Se observan areniscas y limonitas potencialmente reactivas, confirmado por los resultados de ensayos de laboratorio. En las provincias de Salta y Jujuy se observan signos de reacción principalmente en pavimentos, y en Tucumán, fundamentalmente en pavimentos y obras hidráulicas (diques, canales, distribuidores de agua, etc.), con manifestaciones severas de RAS, principalmente cuando se emplean agregados del río Salí.

En las provincias de Chaco y Formosa existe una roca empleada como agregado grueso, identificado como arenisca silícea. Este agregado está constituido por clastos de sílice cementados por calcedonia y ópalo constituyendo un material fuertemente reactivo, confirmado por estudios físicos. Produce un efecto "pesimun" cuando se lo utiliza entre el 5 y el 20 % del total del agregado. Los resultados de expansión superan al 600 % de los límites aceptados. Numerosos pavimentos, estructuras y bases de máquinas muestran manifestaciones severas de la RAS. También se ha observado su presencia en rodados de ríos de la zona de influencia.

En la Zona Mesopotámica (provincias de Misiones, Corrientes y Entre Ríos). los agregados utilizados provienen de la trituración de basaltos tholeíticos o son agregados naturales de los ríos Paraná y Uruguay. Algunos basaltos contienen vidrio volcánico y montmorillonita; los estudios siguiendo la Norma IRAM 1674 los califican como reactivos. Se observan pavimentos y pequeños puentes (alcantarillas) afectados por la RAS.

Las arenas y gravas de los ríos Paraná y Uruguay, y otros yacimientos que contienen en su composición limonitas, areniscas, calcedonia y ópalo se caracterizan, en general, como no reactivas, sin embargo en algunas ocasiones se obtienen muestras que son reactivas debido a variaciones del régimen de los ríos.

En la Provincia Buenos Aires se usan agregados de trituración de rocas graníticas del centro de la provincia, cuarcitas, metacuarcitas y en algunos casos rodados de río. Los agregados graníticos contienen cuarzo tensionado y deformado con micro estructura que le confiere, en algunos casos, características de reacción lenta con influencia del tamaño de grano, la proporción y grado de deformación, que influye en la velocidad de reacción. El método acelerado (IRAM 1674) da resultados que se ubican en la zona de duda. Las manifestaciones de reactividad se han observado en pavimentos y en algunos puentes después de 10 años en servicio.

Los rodados y arenas provenientes de sedimentos fluviales

de las terrazas del río Sauce Grande, están constituidos principalmente por cuarcitas (27%) rocas volcánicas frescas (26%) y en menor proporción rocas sedimentarias y graníticas. El contenido de vidrio es de 2,5% en promedio, son reactivos y han producido deterioros en pavimentos.

Además, existe en la Provincia la explotación de canteras de rocas ortocuarcitas constituida por abundante cuarzo fino (el tamaño oscila entre 140 y 400 mm) de grano subredondeado, orientados, con bordes de sutura irregulares y desarrollo de micro granulación debido a procesos de deformación. Están cementados por este mismo mineral al que se asocian cristales tabulares y pequeños de illita y en menor proporción caolín. El cuarzo presenta fuerte deformación y extinción ondulante con policristalinidad. El ángulo de extinción ondulante (AEO) varía aproximadamente entre 20 – 22°. Han sido relevadas obras de pavimentos y pilas de puentes con signos de RAS.

En las provincias de Neuquén, Río Negro, Chubut, Santa Cruz y Tierra del Fuego los agregados se obtienen de gravas y arenas provenientes de los ríos patagónicos y morenas de glaciares; deben ser considerados potencialmente reactivos por contener riolitas con vidrio volcánico y clastos con cuarzo tensionado. La reacción se observa con mucha frecuencia, en acueductos, aeropuertos, pavimentos y obras de defensa costera.

Las arenas del litoral marítimo argentino, desde la provincia de Buenos Aires hasta el sur de Santa Cruz, contienen calcedonia, chert, ópalo y vidrio volcánico en

pequeñas proporciones, suficiente para provocar RAS en mezclas de hormigón. Existen obras afectadas como pavimentos, aeropuertos, alcantarillas y bases.

• **Arcillas expansivas en agregados basálticos**

Cuando los agregados provienen de canteras de rocas basálticas o de yacimientos que las contengan, los mismos serán sometidos a evaluaciones para determinar su potencial alterabilidad, en ciclos de mojado y secado por presencia de arcillas expansivas, realizando el ensayo de inmersión en etilen glicol. Esta patología se ha presentado en la explotación de muchas canteras de basaltos en particular de los correspondientes a la Mesopotamia argentina, habiéndose reportado también casos en la cuenca del Alto Paraná en Brasil. Algunos casos también se han citado en USA, siendo el Cuerpo de Ingenieros de ese país el primero que reglamentó un ensayo acelerado para poner en evidencia la presencia de arcillas expansivas. El empleo de un líquido cuyas moléculas son mayores que las del agua, incrementa las tensiones que se originan en las láminas de arcillas, ocasionando la destrucción de la roca.

a) Los agregados que después de 30 días de inmersión en etilenglicol tienen una pérdida, en peso, menor al 10%, se considerarán aptos para emplear en la preparación de morteros u hormigones. En la alterabilidad de la roca basáltica juega un rol fundamental la distribución de la arcilla en su masa, ya que si la misma llena totalmente las vesículas, la destrucción puede ser total, a diferencia de

Tipos de rocas y componentes mineralógicos con antecedentes de RAS en distintas zonas o provincias de Argentina.

Tipo de roca	Componentes mineralógicos	Zona o Provincia
Basalto Tholeítico	Vidrio volcánico	Zona Mesopotámica
Arenas y gravas de los Ríos Paraná y Uruguay	Limonitas, areniscas, calcedonia, ópalo	
Areniscas silíceas	Ópalo y Calcedonia	Zona Chaqueña
Arenas y gravas de Río	Areniscas y limonitas	Zona Noroeste
Rocas graníticas y rodados del Río Dulce	Sílice modificada Vidrio Volcánico	Santiago del Estero
Arenas y gravas de Río	Areniscas y limonitas	Zona de Cuyo
Gneiss	Cuarzo pensionado	Córdoba
Calizas	Carbonatos con sílice Amorfa	
Calizas	Carbonatos con sílice Amorfa	Buenos Aires
Dolomitas	Carbonatos	
Rocas graníticas	Cuarzo Tensionado	
Rocas metacuarcíticas	Cuarzo Tensionado	
Gravas y arenas de río	Cuarzo Tensionado	
Arenas de mar	Calcedonia, chert, ópalo, vidrio volcánico	Costa de Buenos Aires, Río Negro, Chubut, Santa Cruz
Ignimbrita	Vidrio volcánico	La Pampa
Arena y gravas de ríos patagónicos	Vidrio volcánico, cuarzo tensionado	Zona Patagónica
Arenas y gravas de ríos y glaciares	Vidrio volcánico, cuarzo tensionado	
Riolitas	Sílice microcristalina, calcedonia y vidrio volcánico	

un llenado parcial que deje espacio para la expansión de la arcilla en el ciclo de mojado.

b) Los agregados que después de 30 días de inmersión tienen una pérdida mayor del 10% y menor del 30%, son considerados aptos sólo si se demuestra que estructuras construidas con materiales similares y sometidas a condiciones similares de exposición durante más de 15 años, han tenido un comportamiento en servicio satisfactorio. Deberá verificarse mediante análisis petrográficos y de difracción de rayos X que el agregado en estudio y el de referencia, contienen el mismo tipo de arcilla y que su contenido y distribución en la masa del agregado es similar.

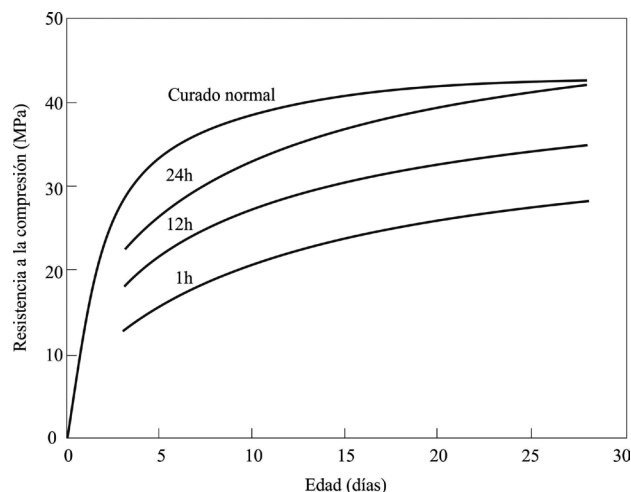
• **Efectos de la temperatura**

En aquellas obras en zonas donde la temperatura invernal llega hasta los 15°C bajo cero y también donde pueden producirse grandes variaciones entre los valores extremos del día y la noche, la dosificación de hormigones requiere un estudio adecuado y el uso de técnicas para que su comportamiento resulte satisfactorio. Solo en estos casos es posible contar con hormigones de vida útil prolongada, siendo además más bajos los gastos de mantenimiento. El efecto destructivo del proceso de congelación y deshielo sólo existe cuando se encuentra agua libre en cantidad suficiente (del orden del 90% del volumen de vacíos) en los poros y capilares del hormigón. Por eso se observará la importancia de confeccionar hormigones con baja permeabilidad y baja absorción. A continuación se considera la influencia sobre el hormigón fresco y luego sobre el hormigón endurecido.

- **Influencia de la acción de congelación y deshielo sobre el hormigón fresco.** Cuando las bajas temperaturas actúan sobre el hormigón fresco, es decir, recién colocado y en estado plástico, la influencia puede manifestarse en dos formas distintas: disminución o anulación de la actividad química necesaria para el endurecimiento del hormigón o destrucción por acción del hielo, dependiendo del momento que se produce el congelamiento.

Las experiencias con hormigones recién mezclados y otros de 4, 8 y 24 horas de edad, son ilustrativas de la importancia que tienen estas acciones. La pérdida de resistencia a la edad de 28 días, de hormigones que enseguida de mezclados fueron sometidos a un ciclo de congelación y deshielo y luego mantenidos en curado normal hasta el momento del ensayo, fue de 30 a 40%. Si el ciclo se aplica después de 4 horas, un 15%; a las 8 horas, la pérdida de resistencia fue de 5% y a las 24 horas tuvo un efecto prácticamente despreciable.

También se utilizaron hormigones con adición de aire incorporado. Pero no se modificó de manera apreciable la reducción de resistencia observada y se destaca el hecho de que el aire incorporado no protege al hormigón fresco contra la acción del hielo. La única solución es proteger el hormigón contra las bajas temperaturas mientras esté fresco tratando que el mismo no se congele; deben emplearse preferentemente calefactores de ambiente. Es aconsejable alcanzar resistencias mínimas, capaces de soportar los efectos de congelación, del orden de 120-130Kg/cm². Para tal fin, se debe utilizar cemento de alta resistencia inicial o emplear aditivos adecuados (previo



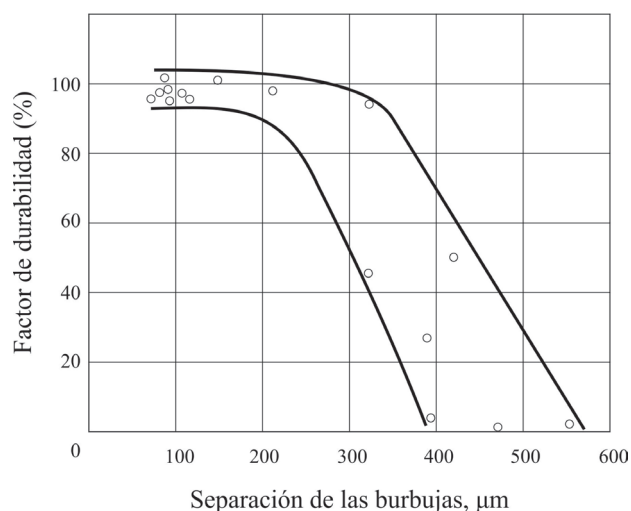
Efecto sobre la resistencia a compresión de la congelación durante 24 hs. a -5 °C a partir de distintos tiempos desde el moldeo.

ensayo con el mismo y con los agregados a emplear). El curado en tiempo frío debe ser efectivo para que, aparte de obtener una resistencia adecuada, se evite el secado rápido del hormigón, que produciría grietas, facilitando posteriormente su destrucción por acción del hielo u otra agresión.

- **Influencia de la acción de congelación y deshielo sobre el hormigón endurecido.** La mejor teoría que explica el comportamiento del hormigón bajo el efecto del hielo parece ser la de Powes, quien establece que el hormigón se disgrega bajo el efecto de tensiones provocadas por la presión hidráulica producida por el agua al congelarse, que aumenta su volumen en aproximadamente un 4%.

La cantidad de agua congelable en el hormigón disminuye con el tiempo, tendiendo a un valor que se sitúa aproximadamente en el 10% del volumen total.

Cuando el agua se transforma en hielo, se desarrollan fuerzas considerables debidas al aumento de volumen. La rotura de la pasta se efectuará, por ejemplo, bajo una presión de 500 Kg/cm², valor obtenido a -4°C aproximadamente. El cálculo es aproximado, ya que el agua no es pura. Sin embargo, demuestra que el efecto del



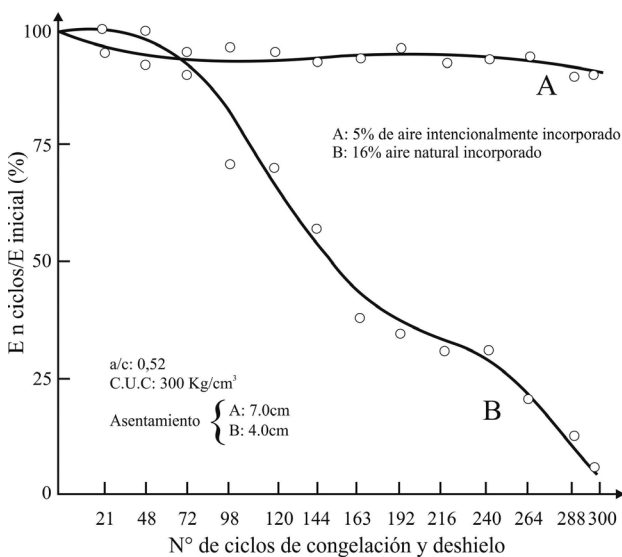
Influencia de la separación de burbujas de aire incorporado en la durabilidad del hormigón afectado por ciclos de congelación.

hielo no es ciertamente peligroso más que por debajo de temperaturas de -4°C a -5°C .

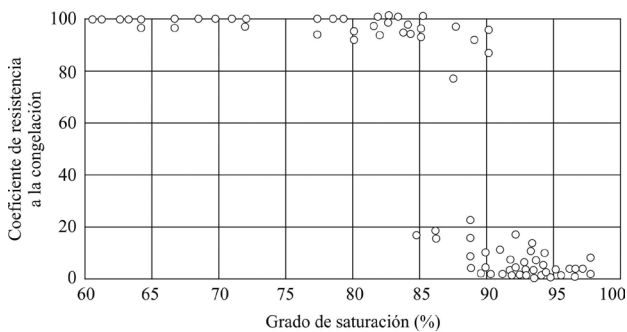
Powers admite que en la pasta pura endurecida existe un conjunto de pequeñas cavidades comunicadas por capilares. La disposición de estas cavidades depende principalmente: de la naturaleza del cemento, el grado de hidratación y de la razón agua/cemento.

El aumento de volumen debido a la transformación del agua en hielo provoca un crecimiento de la presión hidrostática del agua libre restante, que ejerce sobre las paredes de los capilares tensiones más fuertes cuanto más intenso es el frío. La rotura se produce cuando el esfuerzo ejercido es superior a la resistencia a tracción de la pasta.

El aire intencionalmente incorporado (introducido bajo la forma de burbujas de 10 a 100 μ de diámetro) desempeña el papel de vaso de expansión y limita la presión hidrostática. Estas cavidades suplementarias deben estar bien repartidas en la masa de la pasta, siendo eficaces cuando su volumen alcanza como mínimo el 4% del volumen total del hormigón y la separación entre los hormigones es menor de 200 μm , separaciones mayores no resultan adecuadas para evitar problemas por congelamiento.



Influencia de la saturación del hormigón en su resistencia a la congelación.



Influencia del aire intencionalmente incorporado sobre la resistencia de hormigones sometidos a ciclos de congelación y deshielo.

• Acciones provocadas por efectos del mojado y secado

Los cambios de volumen del hormigón originados en variaciones de su contenido de humedad constituyen una de las causas más frecuentes de fisuración de las estructuras, especialmente de aquellas que, como los pavimentos, tienen grandes superficies directamente expuestas a la acción de la intemperie. Estas fisuras pueden alterar el comportamiento estructural y además afectan su durabilidad, ya que son las vías de ingreso para las sustancias agresivas del hormigón.

Las variaciones de volumen, especialmente la contracción, por secado, producen diversos efectos perjudiciales. Por ejemplo, en los hormigones privados de moverse libremente, la contracción por secado produce agrietamientos debido a una insuficiencia de resistencia a la tracción. Este agrietamiento no sólo es perjudicial porque debilita al hormigón relación a su capacidad para resistir las cargas, sino que es un factor importante de reducción de la durabilidad. En efecto, de nada valdría tomar precauciones para disminuir el volumen de poros y capilares, si posteriormente a la colocación del hormigón se formarían grietas que permitan el fácil acceso del agua con la consiguiente aceleración de los efectos de disolución y posible eliminación de los compuestos más solubles de la pasta de cemento endurecida, corrosión de las armaduras y aumento de la destrucción producida por efecto de la congelación y deshielo.

En general, los esfuerzos diferenciales producidos por diferencias del contenido de humedad entre distintas porciones de la estructura o como consecuencia de la distinta variación de volumen de los materiales componentes del hormigón, tenderán a destruir la estructura interna y la adherencia entre la pasta de cemento y las partículas de agregados, pudiendo llegarse a la desintegración de la masa, sobre todo en casos de ciclos alternados de contracciones y expansiones.

Las causas del fenómeno de contracción y expansión pueden interpretarse de manera sencilla si se recuerda que el gel de cemento endurecido tiene una estructura porosa y aumenta de volumen cuando absorbe agua y se contrae al perderla. Las rocas que se emplean como agregados también tienen, aunque en mucho menor grado, cambios volumétricos provocados al modificarse el contenido de humedad. En consecuencia los cambios de volumen del hormigón resultarán de la suma de los correspondientes a la pasta de cemento y a los agregados.

En general, los efectos provocados por la contracción del hormigón por secado son más importantes que los correspondientes a la expansión provocada por el mojado.

Entre los factores que influyen para modificar la contracción del hormigón, se puede citar:

- a) la calidad y cantidad de la pasta de agua y de cementos,
- b) la composición y firma del cemento,
- c) la composición mineralógica, tamaño, forma y granulometría de los agregados,
- d) características y cantidad de los materiales adicionales,
- e) cantidad y distribución de las armaduras y
- f) condiciones de curado y humedad y temperatura del medio ambiente.

La importancia de la calidad y cantidad de la pasta de cemento surge claramente ya que ella tiene entre 5 y 15 veces más contracción que el hormigón. A su vez, la calidad de la pasta depende en primer lugar de la razón agua/cemento y de las características del ligante. La pasta, de razón agua/cemento 0,56 en peso, tiene una contracción 50% mayor que otra de razón 0,40.

La finura del cemento afecta la contracción por secado, siendo, en general, las contracciones son mayores para los cementos más finos. De los compuestos del ligante, el AC_3 es el responsable de las mayores contracciones, siguiéndole el SC_2 y luego el SC_3 .

La composición mineralógica de los agregados es también un factor importante, al respecto cabe decir que las mayores contracciones corresponden a hormigones preparados con areniscas y los menores a los preparados con granitos y calizas. El tamaño máximo, la forma y la granulometría de los agregados, influyen en cuanto permiten modificar el contenido de pasta y fundamentalmente, la cantidad de agua de mezclado del hormigón.

El efecto de los materiales adicionales está también vinculado con el mayor o menor requerimiento de agua que producen. Tal por ejemplo, el caso de las puzolanas, que por su gran superficie específica aumentan el requerimiento de agua de mezclado.

En cuanto a las barras de acero, que constituyen las armaduras, por su adherencia con el hormigón, limitan la contracción y reducen por lo tanto la separación y dimensiones de las fisuras.

En lo referente al curado, es evidente que mientras más prolongado y efectivo sea, menor será la contracción. Extendiendo el período de curado y completando así en mayor grado la hidratación, por una parte se contribuirá a reducir el volumen de capilares y por otra se aumentará la resistencia del hormigón colocándolo en mejores condiciones de resistir los esfuerzos provocados por la contracción. El curado a vapor, realizado a altas temperaturas y presión en cuanto permite lograr una más completa hidratación en corto tiempo, también contribuirá a reducir los cambios volumétricos.

Las condiciones del medio ambiente, temperatura, humedad ambiente y velocidad del viento en cuanto pueden contribuir a un rápido secado, especialmente en el caso de estructuras con una gran superficie expuestas como los pavimentos, mientras el hormigón aún no ha adquirido suficiente resistencia facilitan el agrietamiento y la producción de tensiones internas, como consecuencia del distinto grado de humedad, correspondiente a las distintas capas de hormigón.

• Efectos Térmicos

Como la mayoría de los materiales de construcción, el hormigón varía de volumen en función de la temperatura. En promedio su coeficiente de dilatación térmica puede estimarse en 11×10^{-6} por cada grado centígrado. En consecuencia, por ejemplo, en una cuadra de pavimento de hormigón para un aumento de $15^\circ C$, el aumento de longitud será del orden de 2,5cm. Esto significa una gran tensión si no hay libertad de movimiento.

El problema es de importancia superior en caso de chimeneas y recipientes industriales que han de estar sometidos de modo permanente a temperaturas constantemente variables y para la protección previa de las construcciones contra incendios.

• Corrosión de armaduras

El hormigón de cemento Pórtland confiere a la barra de acero empotrada una protección de doble naturaleza, por un lado es una barrera física que la separa del medio ambiente y por otro, el líquido encerrado en la red de poros y capilares permite formar una película pasiva sobre su superficie (capa de óxidos muy adherente, compacta e invisible). Esta solución acuosa está constituida principalmente por iones (OH), a los que se debe su alta alcalinidad. Inicialmente se consideró que el hidróxido de calcio ($pH \sim 12.5$) era el componente que originaba esa alcalinidad, sin embargo, se ha demostrado que el pH del líquido de poros alcanza valores entre 13 y 14, lo cual se debe, fundamentalmente, a la presencia de hidróxido de sodio e hidróxido de potasio, ya que el ión calcio prácticamente desaparece de la disolución cuando el cemento progresa en su hidratación. La cantidad relativa de cada uno de esos iones depende fundamentalmente de la composición química y grado de hidratación del cemento, empleo de adiciones minerales y de la relación agua/cemento.

Esa película pasiva impide la disolución del hierro e imposibilita la corrosión de las armaduras, incluso cumpliéndose el resto de las condiciones necesarias para la corrosión (presencia de humedad y oxígeno) y se implementa de esta forma uno de los requisitos fundamentales para la viabilidad del hormigón armado como material para la construcción. Sin embargo, la película puede destruirse localmente o en toda la superficie de la barra debido a la disminución de la alcalinidad del hormigón de recubrimiento por carbonatación, por lixiviación del hidróxido de calcio y álcalis por circulación de agua en juntas de construcción, fisuras o en sectores con hormigón de mala calidad (presencia de oquedades, elevada relación agua/cemento, etc.), o por la presencia de cloruros en un determinado umbral crítico.

Como consecuencia de alguno de los factores antes mencionados, la barra se encuentra en condiciones de iniciar el proceso corrosivo que se desarrolla siempre que exista humedad y oxígeno en las cantidades necesarias para que ello ocurra.

La presencia de oxígeno en la interfase hormigón/armadura es el factor que controla la corrosión. Existe muy poca información sobre la difusión del oxígeno en la estructura porosa del hormigón, pero se ha demostrado que varía con la razón agua/cemento y con el espesor de recubrimiento. Además, el proceso de difusión, se encuentra sensiblemente afectado cuando los poros capilares están saturados y particularmente por la presencia de sales disueltas en el líquido de poros.

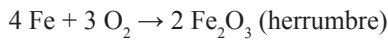
El proceso de corrosión de las barras de acero empotradas en el hormigón es el resultado de la formación de una celda electroquímica, que consta en un esquema simplificado, de cuatro elementos principales:

- a) **Ánodo:** lugar donde ocurre la disolución del hierro,
- b) **Cátodo:** lugar donde los electrones se combinan con el agua y el oxígeno para formar iones hidroxilos,
- c) **Conductor metálico (barra):** donde la corriente eléctrica es el flujo de electrones
- d) **Electrolito:** está conformado por el hormigón húmedo, en el cual la corriente eléctrica es generada por el flujo de iones en un medio acuoso.

El proceso puede ser resumido, entonces, en:

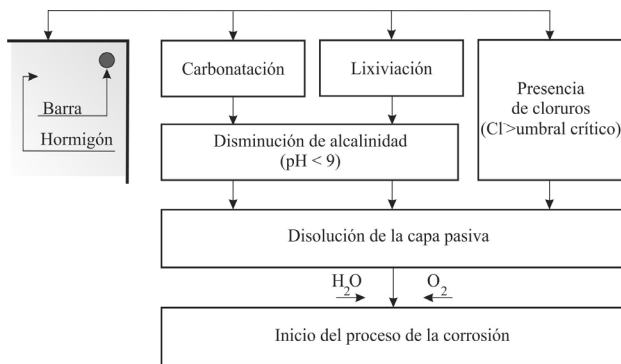
- a) Proceso anódico (disolución): $Fe \rightarrow Fe^{++} + 2e^{-}$
- b) Proceso catódico: $2e^{-} + H_2O + \frac{1}{2} O_2 \rightarrow 2 (OH)^{-}$

Además, se produce por la combinación del hierro y los iones oxidrilos formados en el proceso catódico la herrumbre que adopta la siguiente expresión simplificada:

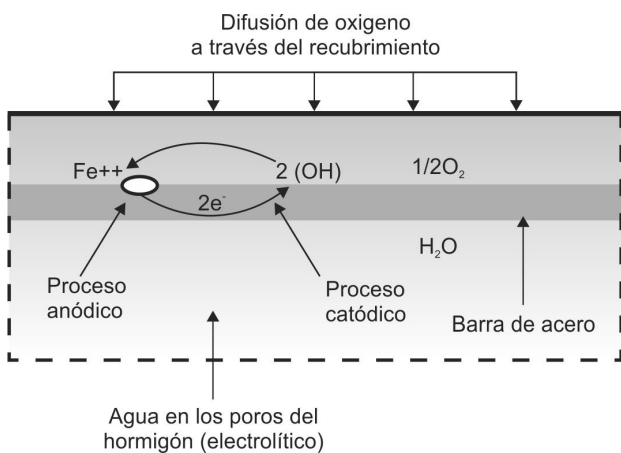


Para que se desarrolle el proceso de corrosión es necesaria la existencia de oxígeno, que se consume en la formación de herrumbre (óxido) y de agua en la estructura porosa del hormigón para formar el electrolito. Como consecuencia de las interrelaciones mencionadas la corrosión no puede desarrollarse en hormigones secos (no se forma el electrolito) o en hormigones saturados (por insuficiencia de oxígeno) a pesar que la película pasiva se haya destruido por cualquiera de los mecanismos antes mencionados.

Sensibilidad del acero a la corrosión. Habitualmente se



Esquema del Proceso de Corrosión.



Esquema simplificado de la celda electroquímica de corrosión.

distinguen para los aceros de las armaduras dos tipos de sensibilidades a la corrosión, identificadas genéricamente con los términos sensibles y ligeramente sensibles:

a) Sensibles

- Aceros con diámetro menores o iguales a 4mm.
- Aceros tratados de cualquier diámetro, excepto los templados.
- Aceros deformados en frío con tensiones permanentes > a 400MPa.

b) Ligeramente sensibles

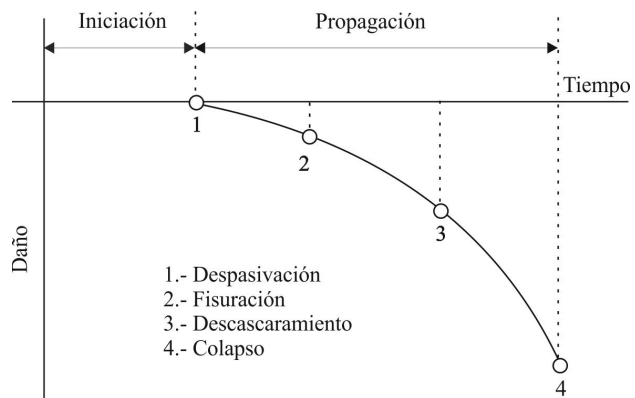
- Cualquier tipo de acero distinto a los mencionados como sensibles.

La clasificación muestra la influencia negativa sobre la sensibilidad del acero a la corrosión de las tensiones remanentes originadas por tratamientos, con excepción del tratamiento de templado que justamente se emplea para liberar a las piezas metálicas de tensiones remanentes. Si se entiende el proceso corrosivo como un regreso a la condición natural de estabilidad del metal, aquellos a los cuales se le ha entregado para su elaboración una mayor cantidad de energía, tienen consecuentemente una mayor inestabilidad y resultan más susceptibles de alterarse. En el caso de los diámetros pequeños, la relación área de alteración (superficie de la barra)/agresivo, es mayor que en los de diámetros superiores a igualdad en el contenido de la sustancia agresiva, por lo cual los procesos son más intensos particularmente cuando existen, por ejemplo, cloruros en la interfase.

Esquema del proceso de corrosión. El modelo teórico que esquematiza el proceso de corrosión de las armaduras, incluye dos periodos:

- a) **Período de iniciación:** tiempo que tarda el frente carbonatado o los cloruros en llegar hasta la armadura y despasivarla.
- b) **Período de propagación:** tiempo durante el cual la armadura se corroe hasta llegar a un deterioro inaceptable para la seguridad, funcionalidad o estética de la estructura. Durante este período es necesaria la presencia de humedad y el aporte constante de oxígeno. Las temperaturas elevadas actúan como acelerantes del proceso.

Dentro del modelo general, pueden mencionarse como situaciones particulares la despasivación de las armaduras,



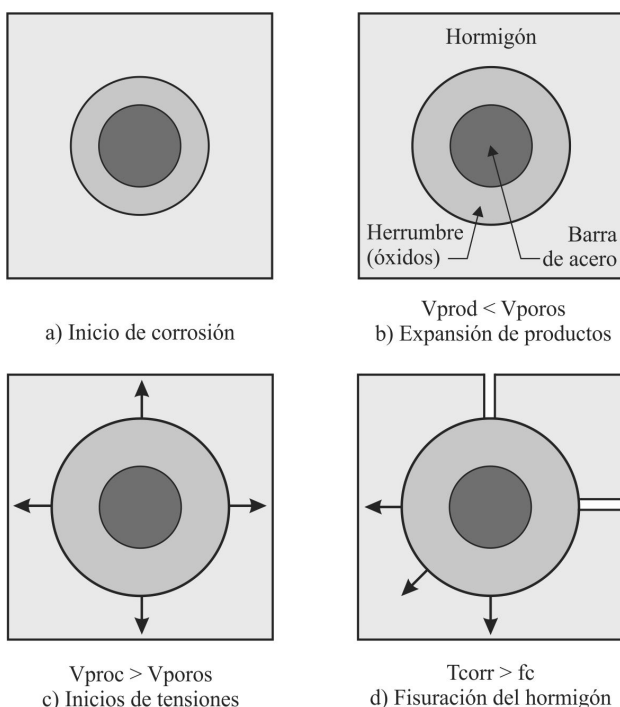
Modelo teórico del proceso de corrosión (Modelo de Tutti).

que coincide con la finalización del período de iniciación, la fisuración del hormigón, el desprendimiento del recubrimiento y el colapso estructural. estas tres últimas situaciones se encuentran incluidas dentro del período de propagación y su ubicación relativa depende de diversos factores condicionantes del proceso de corrosión.

Despasivación de las armaduras. La despasivación se alcanza cuando el frente carbonatado llega a la armadura o los cloruros alcanzan sobre su superficie un determinado umbral crítico. El periodo de iniciación del proceso de corrosión depende de varios factores pero puede plantearse en una primera aproximación que está directamente relacionado con las características agresivas del medio en contacto con la estructura y con el espesor y calidad del hormigón de recubrimiento, en particular con el tamaño y volumen de los poros capilares y de los macro poros (poros de compactación y/o aire ocluido) interconectados con el exterior, que son los que cobran importancia en todos los procesos de durabilidad.

Fisuración del hormigón. Los productos de corrosión (herrumbre) generan fuerzas expansivas que originan tensiones de tracción que si el hormigón no alcanza a soportar, se producen fisuras, ya que la herrumbre tiene un mayor volumen que los productos que le dan origen. En la mayoría de los casos la fisura es paralela a las armaduras principales o de mayor diámetro. En líneas generales puede plantearse que las pérdidas del radio efectivo de la armadura del orden de 0.1mm con la consiguiente producción de óxidos de hierro, originan fisuras con aberturas de 0.1/0.2mm en la superficie del hormigón.

Debe mencionarse, que los productos de corrosión tienen distintas densidades, por lo cual algunos pueden mientras exista espacio suficiente, expandirse dentro de la red porosa del hormigón o hacia el exterior por los poros interconectados al medio ambiente, no originando consecuentemente tensiones de tracción de niveles significativos como para fisurar el material.



Esquema de fisuración del hormigón de recubrimiento.

Iniciada la corrosión, los óxidos se expanden en los espacios libres del hormigón (poros capilares y oquedades), cuyo volumen (V_{poros}) depende fundamentalmente de la razón agua-cemento, grado de hidratación, adiciones y aditivos empleados y grado de compactación y curado del hormigón.

Cuando el volumen de los productos de la corrosión ($V_{\text{prod.}}$) es mayor que el V_{poros} se originan tensiones ($T_{\text{corr.}}$) que se incrementan a medida que aumenta el $V_{\text{prod.}}$. Si las citadas tensiones ($T_{\text{corr.}}$) superan la resistencia a tracción del hormigón (f_c) se produce la fisuración.

El carácter expansivo de los óxidos y la baja resistencia a tracción del hormigón hace que pérdidas pequeñas del diámetro, sin importancia desde el punto de vista de la resistencia estructural, sean suficientes para fisurar el material. Se ha comprobado que las primeras fisuras aparecen para pérdidas de diámetro de sólo 10-50 μm . La fisuración depende, también, de otras causas entre las que se pueden citar:

- Relación espesor de recubrimiento/diámetro de la armadura: Se ha comprobado que a mayor relación (mayor espesor para igual diámetro de barra), aumenta el tiempo en que el material tarda en fisurarse.
- Presencia de armaduras transversales: Estas armaduras pueden tomar parte de las tensiones (T_{corr}) que se originan disminuyendo la fisuración.
- Resistencia mecánica del hormigón: Posibilita que se incrementen las tensiones de tracción que el material puede soportar.

Desprendimiento del recubrimiento de hormigón. Si el proceso corrosivo continúa, puede ocurrir el desprendimiento de partes del recubrimiento a lo largo de la barra debido al aumento del volumen de los productos originados en la oxidación. Se ha comprobado que los desprendimientos se inician cuando las fisuras alcanzan aberturas del orden de 1mm. Esta situación depende entre otros factores del espaciamiento entre barras, del espesor de recubrimiento y de la resistencia a tracción del hormigón. El desprendimiento del recubrimiento puede ser definido como un estado límite de servicio, en el cual debe iniciarse la reparación de la estructura ya que se encuentra afectada no solo la estética de la misma sino que pueden ocasionarse accidentes por desprendimientos de trozos de hormigón para las personas que habitan o circulan por las proximidades de la estructura, en particular cuando se trata de construcciones en altura.

Colapso. El colapso de la estructura puede ocurrir si la capacidad resistente de los elementos que la integran se reduce lo suficiente debido a la disminución de la sección transversal del acero o del hormigón o a la pérdida de la adherencia entre las barras y el hormigón. Además, la corrosión origina una disminución sensible de la ductilidad de la barra tendiendo a roturas del tipo frágil, por lo cual el colapso estructural puede ocurrir prácticamente sin deformaciones.

Sin embargo, debe mencionarse, que no son muchos los colapsos registrados de estructuras de hormigón por

problemas de corrosión, ya que los síntomas externos son claros y alertan sobre el desarrollo y magnitud del proceso en marcha. Pueden producirse colapsos puntuales en algunos sectores de la estructura, en particular en ambientes extremadamente agresivos.

Además, debe recordarse que la corrosión localizada de la armadura por la existencia de fisuras en el hormigón, por ejemplo de tipo estructural (por sobrecargas) o constructivas (juntas de trabajo), puede originar colapsos sin aviso previo. En el año 1973, en una planta potabilizadora de agua, en Argentina, se produjo el colapso de un conducto atribuido a la corrosión localizada de barras. El hormigón era de excelente calidad y con aire intencionalmente incorporado, lo cual brindaba una protección adecuada a las barras en los sectores no fisurados. Algunos ambientes en las plantas potabilizadoras se encuentran fuertemente contaminados con cloro empleado para la potabilización del agua. La retención de humedad e iones cloruros en las fisuras, acelera el proceso de corrosión localizado, el cual no presenta síntomas externos ya que las barras se encuentran protegidas en toda su extensión con excepción del sector atravesado por la fisura.

Formas que adopta la corrosión. La corrosión de las barras empotradas en el hormigón puede adoptar una forma generalizada (uniforme) o puntual (localizada).

En el primer caso, la corrosión es la consecuencia de la pérdida generalizada de la película pasiva (por ejemplo, por carbonatación), mientras que en la localizada la misma se disuelve localmente, particularmente por acción de los cloruros.

En la corrosión generalizada las capas superficiales de las barras se convierten en herrumbre, disminuyendo uniformemente la sección de las mismas. Este proceso tiene síntomas externos claros que muestran su desarrollo (manchas de óxidos, fisuras y desprendimientos del hormigón de recubrimiento).

Cuando la corrosión es puntual, denominada también crateriforme (pitting), se originan picaduras profundas, pudiendo no presentar manifestaciones externas del proceso.

Existen otros tipos de corrosión, pero que en líneas generales responden a casos especiales como ser la atribuida a corrientes de interferencia o vagabundas y a la cupla de metales diferentes en un mismo medio electrolítico. En esta última situación, la corrosión puede ocurrir, también en zonas próximas de una misma barra con características diferenciales respecto a la existencia o no de la película pasiva.

La denominada corrosión bajo tensión, puede ocurrir en hormigones pre o postensados en los cuales las barras de acero de alta resistencia están sometidas a tensiones permanentes, situación que define a los aceros como sensibles a la corrosión. Otro tipo de rotura frágil puede atribuirse a un proceso catódico en el cual bajo determinadas condiciones se forman átomos de hidrógeno que penetran en la barra originando elevadas tensiones que ocasionan su fisuración.

Mecanismos de corrosión. Para que el proceso de

corrosión pueda iniciarse, debe necesariamente producirse la rotura de la película pasiva formada sobre la barra, lo cual se vincula con la pérdida de alcalinidad del hormigón de recubrimiento por lixiviación, carbonatación o con la presencia de cloruros en el hormigón en contacto con las armaduras.

a) Reducción de la alcalinidad por carbonatación

El hidróxido de calcio ($\text{Ca}(\text{OH})_2$), formado durante la hidratación del cemento portland, disuelto en la red de poros capilares del hormigón, conjuntamente con los álcalis del cemento y de los agregados, otorga al líquido de poros un pH comprendido entre 12.5 y 13.5.

El anhídrido carbónico (CO_2) del aire, que ingresa a la masa del hormigón a través de los poros interconectados con el exterior, en presencia de agua, transforma al hidróxido de calcio ($\text{Ca}(\text{OH})_2$) en carbonato de calcio (CaCO_3) según la siguiente expresión simplificada:



Para que se produzca la reacción, es necesaria la presencia de agua, siendo la situación preferencial una humedad relativa comprendida entre 50 y 60%. Cuando el hormigón tiene sus poros capilares saturados, el CO_2 no puede ingresar y consecuentemente no se origina la carbonatación, situación que también ocurre cuando la red se encuentra totalmente seca.

Se ha determinado experimentalmente que el espesor carbonatado es función directa de las características intrínsecas del hormigón de recubrimiento, en particular de su red de poros capilares y del tiempo de exposición. Estos parámetros se vinculan, en una primera aproximación, mediante la siguiente expresión general:

$$d_c = K_c t^{0.5}$$

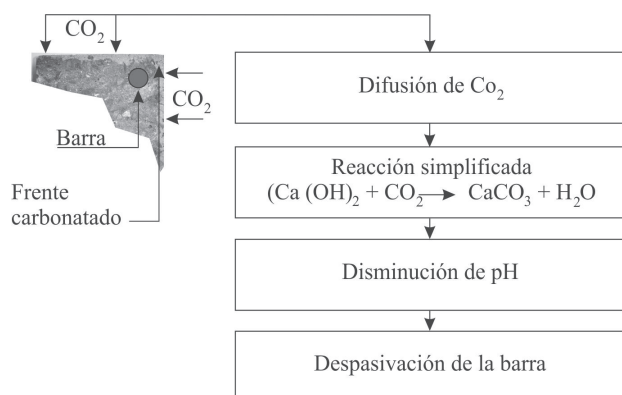
donde:

d_c : distancia que alcanza el frente carbonatado

t : tiempo de exposición

K_c : constante que engloba las variables del hormigón y del medio ambiente.

En los últimos años se han desarrollado otras expresiones matemáticas más complejas para estimar el espesor carbonatado, valor que cobra importancia cuando se diseña el espesor de recubrimiento en función de la vida útil de la estructura.



Proceso de carbonatación.

Algunas evaluaciones realizadas en estructuras expuestas en atmósferas extremadamente agresivas (alta temperatura, baja humedad relativa y cloruros en el ambiente), confirman que el espesor carbonatado promedio es inversamente proporcional a la resistencia a compresión del hormigón, situación comprensible, ya que la resistencia es función de la red porosa del material. En las mismas experiencias, también, se han verificado diferencias significativas entre los espesores carbonatados medidos en hormigones ubicados en el interior y exterior de las estructuras. En estos casos el espesor está relacionado por la cantidad de CO₂ existente en las atmósferas en contacto y por la presencia de humedad del lugar (interior o exterior).

El desarrollo del proceso de carbonatación modifica significativamente el volumen de poros del hormigón, por lo cual, el proceso es asintótico respecto al tiempo. Experiencias de laboratorio indican reducciones de hasta un 38% en el volumen de poros en los hormigones más sensibles como son los de altas razones agua-cemento y curados al aire.

Los principales efectos del proceso de carbonatación en el hormigón armado y las consecuencias vinculadas con

Efectos y consecuencias del proceso de carbonatación

Efectos	Consecuencias
Reducción del pH a valores < 9	Corrosión de la armadura en presencia de H ₂ O y O ₂
Reducción de la red de poros capilares	Reducción de cloruros transportados
Aumento de contracción	Posibles fisuraciones.

procesos de degradación de las estructuras, se resumen en la Tabla. Puede plantearse que algunos de ellos son perjudiciales para el proceso corrosivo mientras que otros ocasionan algunos beneficios, como ser la disminución del diámetro de los poros capilares lo cual dificulta todos los procesos de difusión en particular el de los cloruros.

b) Acción de los cloruros

Si en las cercanías de la barra la cantidad de cloruros en el líquido de poros supera un cierto valor denominado umbral crítico, la película pasiva formada sobre la superficie del metal, se altera. Esta alteración da origen a la formación de una celda electroquímica en la cual el área alterada actúa como ánodo, iniciándose el proceso de corrosión.

Los cloruros pueden incorporarse al hormigón con los materiales componentes y/o por procesos de difusión, permeabilidad o capilaridad, cuando el material se encuentra expuesto a atmósferas, aguas o suelos húmedos que los contengan. El porcentaje de cloruros que incorporan los materiales componentes del hormigón en particular los agregados y aditivos, es factible de ser limitado mientras que los que ingresan por otros procesos en el hormigón endurecido, pueden ser controlados solamente actuando sobre las características del hormigón de recubrimiento o empleando alternativas de protección adicionales (membranas, revestimientos, etc.).

Las arenas de playas o médanos se emplean habitualmente en la costa atlántica bonaerense en la ejecución de

hormigones, ya que no existen materiales de reemplazo. Estas arenas, cuyo empleo se encuentra muy limitado en otros países, presentan contenidos variables de cloruros que dependen fundamentalmente del lugar de extracción. En la Tabla 9 se reproducen contenidos de cloruros determinados sobre arenas evaluadas para su posible empleo en la ejecución de estructuras. Se observa que el contenido de cloruros es variable en las arenas de una misma localidad y entre las pertenecientes a distintos lugares. Además, en algunos casos, el contenido alcanza valores elevados.

Los cloruros en las arenas pueden ser eliminados o disminuidos mediante lavado, técnica que se ha empleado en algunas de las obras ejecutadas en la costa bonaerense. Esta técnica, también, puede emplearse en agregados gruesos contaminados. En los aditivos el contenido de cloruros se encuentra fuertemente limitado. En la Argentina, en el año 1963 se prohibió el uso del cloruro de calcio en hormigones pretensados o armados y se limitó al 1.5% en peso de cemento la proporción de cloruro de calcio a emplearse en hormigón simple. El Código Británico para el Empleo de Hormigón Estructural, recién en 1977, reconoció las consecuencias de su empleo.

Los cloruros presentes durante la etapa de mezclado del hormigón, reaccionan particularmente con el aluminato tricálcico del cemento para formar complejos de cloroaluminatos, y por lo tanto se fijan conformando compuestos insolubles, reduciendo su efecto perjudicial. Algunas investigaciones han mostrado que la fase ferrítica también se combina con los cloruros.

En los hormigones en contacto con atmósferas, aguas y/o suelos contaminados con cloruros, cobra significativa importancia su ingreso a través de diferentes fenómenos de transporte, entre los cuales el más relevante es el de difusión. En este proceso, los cloruros se trasladan a través de los poros capilares del hormigón húmedo, con movimientos aleatorios propios en el sentido de las concentraciones decrecientes. Los iones cloruros que se difunden en el hormigón endurecido permanecen no combinados, a diferencia de los presentes en el mezclado que tienden a incorporarse a los productos de hidratación. Sin embargo, algún porcentaje pequeño de los cloruros que ingresan al hormigón endurecido, pueden fijarse, ya que el hidróxido de calcio tiene capacidad química y física para que ello ocurra, existiendo un equilibrio entre los fijados y los libres.

Al igual que la carbonatación, puede plantearse, en una primera aproximación, que la velocidad de avance de los cloruros es, en general, una función de la raíz cuadrada del tiempo.

$$d_{cl} = K_{cl} \cdot t^{0.5}$$

donde:

dc: profundidad alcanzada por los cloruros

K_{cl}: constante que depende del hormigón y de la atmósfera

t: tiempo de exposición

Sin embargo, el cálculo riguroso de la profundidad de ingreso de los cloruros es más complejo y, en la actualidad, se emplea una solución de la segunda Ley de Fink, que se conoce como ecuación de la función de error.

$$Cx = Cs (1 - \text{erf} [d_{cl} / 2 (Dap \cdot t)^{0.5}])$$

donde:

Cx: concentración de cloruro a la distancia del

Cs: concentración superficial de cloruros

d_{cl} : profundidad alcanzada por los cloruros

Dap: coeficiente aparente de difusión

t: tiempo de exposición.

El coeficiente aparente de difusión de los cloruros es una característica intrínseca del hormigón, que se ha confirmado que depende de la edad al igual que otras características. En particular, puede plantearse, que dicho coeficiente disminuye con el tiempo debido, entre otros factores, a los procesos de hidratación de los materiales cementíceos empleados en las mezclas, la humedad y la temperatura ambiente, etc.

Umbral crítico. Uno de los objetivos más frecuentes ha sido determinar el umbral crítico de cloruros por encima del cual se inicia el proceso de corrosión. Sin embargo, los valores experimentales obtenidos hasta el presente, varían

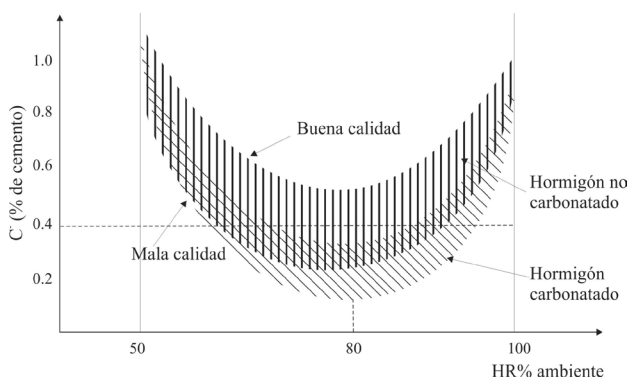
Valores máximos de cloruros a incorporar en el hormigón armado con los materiales componentes.

País	Atmósfera	Límite máximo (%)	Referencia
Argentina	Con cloruro	≤ 0.15	Cemento
	Normal	≤ 0.30	Cemento
USA	Con cloruro	≤ 0.15	Cemento
	Normal	≤ 0.30	Cemento
	Seca	≤ 1.00	Cemento
Australia	---	≤ 0.22	Cemento
España	---	≤ 0.40	Cemento
Brasil	---	≤ 0.05	Agua de mezclado

entre límites muy amplios. Esta dispersión de valores lleva a que las recomendaciones de contenidos máximos de cloruros a incorporar en el hormigón sean también bastante heterogéneas. En la Tabla 10 se reproducen valores máximos de cloruros correspondientes a reglamentaciones de distintos países en forma comparativa con los especificados actualmente para Argentina.

Se observa que el ingreso de cloruros por difusión en el hormigón endurecido, se encuentra contemplado solamente en algunos reglamentos, diferenciando los máximos de cloruros en el hormigón fresco, según si la atmósfera en contacto con el hormigón endurecido, contiene o no cloruros.

En la siguiente figura se ha representado la relación



Porcentajes máximos de cloruros en función de la humedad relativa y la calidad del hormigón.

entre el contenido de cloruros necesarios para iniciar el proceso corrosivo (umbral crítico), la humedad relativa, la calidad del hormigón y la reducción de alcalinidad (carbonatación). Se observa como dichas variables se encuentran estrechamente vinculadas entre sí, planteándose consecuentemente que los caminos para evitar o disminuir los procesos corrosivos, pueden encararse desde distintos ámbitos.

REGLAMENTACIÓN

El Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón (CIRSOC 201) realiza consideración sobre los ambientes de exposición de las estructuras de hormigón armado. En las Tablas 14, 15 y sus complementarias, Tablas 16 y 17, se clasifican los tipos de ambientes o tipos de exposición para los cuales es posible especificar medidas preventivas de protección del hormigón armado.

Cuando las acciones del medio ambiente excedan el marco de las indicadas en las Tablas se deben realizar estudios especiales para evaluar la agresividad y las medidas protectoras a incluir en el Proyecto.

Siempre es recomendable cuando una estructura tiene elementos estructurales sometidos a diferentes ambientes, agrupar los elementos que presenten condiciones similares de exposición y adoptar las medidas de protección que correspondan a cada uno de los grupos.

Sustancias agresivas al hormigón contenidas en aguas y suelos de contacto con las estructuras. En las Tablas 16 y 17 se clasifica el grado de ataque para el caso de aguas y suelos que contengan diferentes sustancias químicas agresivas que pueden encontrarse en contacto con las estructuras de hormigón. Las recomendaciones deben aplicarse con los siguientes criterios:

a) El grado de ataque por aguas agresivas se determinará con la Tabla 16, que es válida para climas moderados, con temperaturas medias anuales iguales o menores que 25°C y aguas estacionarias o que se mueven lentamente (velocidad igual o menor que 0,8 m/seg). Si el agua contiene una única sustancia agresiva, ella determina el grado de ataque mientras que si contiene dos (2) o más sustancias agresivas, el grado de ataque será determinado para la concentración mas severa de los agentes agresivos presentes. Si todas las concentraciones corresponden a un mismo grado de ataque, con valores mayores al 0,75 del límite superior, o al 0,25 del límite inferior para la acidez (pH), se debe tomar el grado de agresión inmediato superior. En estos casos se debe realizar un estudio especial.

b) El grado de ataque del suelo de contacto se determinará con la Tabla 17, que es válida para estructuras en contacto con suelos saturados de agua en forma frecuente o permanente. Cuando los suelos sean de baja permeabilidad (K menor de 10-5m/seg) el grado de ataque se puede reducir al grado inmediato anterior.

c) El grado de ataque a tener en cuenta en el proyecto, es el máximo nivel que resulte de los puntos precedentes a) y b).

Cuando el medio ambiente es agresivo por su contenido

de sulfatos, el hormigón debe cumplir con los requisitos de razón a/ c y resistencia característica indicados en la Tabla 18, y además, ser elaborado con el tipo de cemento portland que se establece a continuación:

a) Grado de ataque moderado: Cemento portland moderadamente resistente a los sulfatos (IRAM 1 656-84). También se puede utilizar un cemento portland normal más una adición mineral activa, de comportamiento equivalente debidamente verificado.

b) Grado de ataque fuerte: Cemento portland altamente resistente a los sulfatos (IRAM 1 669-84). También se puede utilizar un cemento portland normal más una adición mineral activa, de comportamiento equivalente debidamente verificado.

c) Grado de ataque muy fuerte: Cemento portland altamente resistente a los sulfatos (IRAM 1 669-84) más una adición mineral activa, o cemento con adiciones altamente resistente a los sulfatos (IRAM 1 669-84) elaborado con clínker altamente resistente a los sulfatos (IRAM 1.669-84). En ambos casos, el comportamiento de la adición mineral activa debe estar debidamente verificada para condiciones de exposición similares. El cemento con adiciones debe tener una expansión igual o menor que 0,100% a la edad de un (1) año, en el ensayo según norma IRAM 1635 -92. Puede prescindirse del uso de la adición mineral activa cuando se utilice una protección exterior, capaz de resistir la agresión. En todos los casos, el contenido de cemento debe ser igual o mayor que 350 kg/m³.

Contenido máximo de sulfatos en los materiales componentes del hormigón. Los contenidos máximos de sulfatos solubles admitidos en los materiales componentes del hormigón serán tales que cumplan para el hormigón fresco y endurecido con los siguientes contenidos máximos:

- 0.1% en el agregado fino
- 0.075% en el agregado grueso

Contenidos máximos de cloruros en el hormigón. Los contenidos máximos de cloruros solubles en el hormigón endurecido, aportados por todos los materiales componentes, incluyendo los aditivos y eventualmente adiciones minerales, serán iguales o menores que los límites fijados en la Tabla 19. Asimismo, el hormigón deberá cumplir con los requisitos que se establecen en la Tabla 18.

En los estudios preliminares de los materiales se puede estimar el contenido total de cloruros que tendrá el hormigón endurecido, como sumatoria del aporte de sus materiales componentes en el hormigón fresco.

Si los valores estimados son menores que los límites indicados, se puede considerar que el contenido de cloruros del hormigón endurecido, incorporados por los materiales constituyentes, será menor que el exigido ya que una parte de los cloruros se fijan durante la hidratación del cemento.

Hormigón expuesto a temperaturas de congelación y deshielo. El hormigón de las estructuras que estarán sometidas a las exposiciones identificadas como C1 o C2

Total de aire natural e intencionalmente incorporado al hormigón.

Tamaño máximo del agregado grueso (mm)	Total de aire natural e intencionalmente incorporado al hormigón % en volumen	
	Exposición C1 y Hormigón a colocar bajo agua	Exposición tipo C2
13,2	5,5 ± 1,5	7,0 ± 1,5
19,0	5,0 ± 1,5	6,0 ± 1,5
26,5	4,5 ± 1,5	6,0 ± 1,5
37,5	4,5 ± 1,5	5,5 ± 1,5
53,0	4,0 ± 1,5	5,0 ± 1,5

deberá contener aire intencionalmente incorporado en su masa.

A ese efecto, el volumen de aire incorporado, medido en el hormigón fresco, será el indicado en la siguiente tabla.

La determinación del contenido de aire del hormigón se efectúa mediante los ensayos especificados en la Norma IRAM 1602-88 (Determinación del contenido de aire por el método de presión). Para hormigones con tamaño máximo de agregado grueso igual o mayor que 53,0 mm, el contenido de aire debe determinarse sobre la fracción de hormigón que resulta luego de retirar mediante tamizado, las partículas de agregado grueso mayores que 37,5 mm.

Además, en el hormigón endurecido, el factor de espaciamiento de poros será igual o menor que 0,20 mm. ya que en caso contrario el beneficio de su incorporación será menor o nula. Por lo expuesto, no alcanza con verificar el volumen de aire, sino que debe probarse el aditivo para analizar la distribución de burbujas. La determinación del volumen de aire es una técnica de control rutinario en obra.

Reacción álcali – agregado. Las estructuras de hormigón que durante algún período de su vida en servicio pueden estar en forma permanente o periódica en contacto con agua o al aire con humedad relativa superior al 80 %, deberán construirse con un conjunto de materiales componentes (cemento, agregados, aditivos, adiciones minerales y agua) para los cuales esté comprobado que no se producen expansiones y/o deterioros como consecuencia de la reacción álcali – sílice (RAS).

Cuando se disponga de información de obras en servicio que no tengan evidencias de expansiones y/o otros daños asociados a la RAS y reúnan las condiciones siguientes:

- estén construidas con el mismo conjunto de agregados y cemento y adiciones minerales similares a los que se intenta utilizar en el proyecto en estudio
- sean de igual tipología estructural,
- estén emplazadas en la misma zona,
- las condiciones de exposición sean similares y
- tengan más de quince años en servicio, se considera que el conjunto de materiales empleado no produce RAS.

Los resultados de estas evaluaciones son definitivos de la existencia de RAS en la estructura observada y de su potencial de ocurrencia en las a construir con las

condiciones antes mencionadas. Estas conclusiones son válidas con prescindencia de los resultados que se obtengan en los ensayos de laboratorio.

Cuando se utilicen agregados finos y/o gruesos de los cuales se carezca de antecedentes o se tengan dudas sobre su reactividad potencial con los álcalis, los agregados deben ser evaluados con los siguientes métodos:

• Análisis petrográfico (Norma IRAM 1 649-68): El análisis petrográfico se realizará para identificar los componentes potencialmente reactivos presentes en el agregado fino y en el agregado grueso. El agregado fino y el agregado grueso que contenga uno cualquiera de los siguientes minerales, en cantidades mayores que las indicadas, será considerado potencialmente reactivo. Los límites serán aplicados a cada uno de los agregados individualmente, y al conjunto de agregados de obra.

- Cuarzo tensionado, microfracturado o microcristalino..... 5 %
- Chert y/o calcedonia, con trazas de ópalo incluidas en su masa..... 3 %
- Tridimita y/o cristobalita..... 1 %
- Ópalo..... 0,5 %
- Vidrio volcánico contenido en rocas volcánicas..... 3 %
- Arcillas del tipo esmectitas contenidas en la masa de basaltos..... 2 %

Los agregados que de acuerdo a esta evaluación no resulten potencialmente reactivos podrán ser utilizados sin restricciones.

• Ensayo con el método acelerado de barras de mortero (Norma IRAM 1 674-97): Cuando los agregados resulten potencialmente reactivos según el análisis petrográfico, serán ensayados con el método acelerado de la barra de mortero según norma IRAM 1 674-97. Cada uno de los agregados fino y grueso serán ensayados por separado. Cuando se conozca el conjunto de los agregados y las proporciones con que se utilizarán en obra, el ensayo se realizará también con esa mezcla y proporciones de agregados.

Se considerará que un agregado fino, un agregado grueso, ó la mezcla de ambos es potencialmente reactivo cuando la expansión a los 16 días es igual o mayor que 0,100%.

• Ensayo de prismas de hormigón (Norma IRAM 1 700-97): Como alternativa al ensayo de la barra de mortero se puede evaluar a los agregados con el método de ensayo de prismas de hormigón. Se considerará que los agregados, o la mezcla de agregados con las proporciones de obra, son potencialmente reactivos, cuando la expansión a la edad de un año es igual o mayor que 0,040 %.

Soluciones tecnológicas a la problemática de la RAS. Cuando las evaluaciones antes mencionadas indiquen que uno de los agregados, o la mezcla de ambos en las proporciones de obra, son potencialmente reactivos con los álcalis, se adoptará alguna de las siguientes soluciones:

a) Cambiar total o parcialmente el agregado potencialmente reactivo por otro no reactivo.

b) Usar un cemento portland inhibidor de la reacción álcali-agregados. Cuando exista posibilidad de aporte

externo de álcalis, dicho cemento deberá tener adiciones minerales activas.

c) Usar un cemento portland con o sin adiciones minerales activas pulverulentas que haya demostrado ser efectivo para evitar la RAS con los agregados de obra.

d) Usar una mezcla de cemento portland más una adición mineral activa, inhibidora de la RAS.

e) Limitar el contenido de álcalis total en el hormigón, aportados por el cemento y los demás componentes, a 3Kg/m³ expresados en Na₂O equivalente. Esta solución no es válida si existe posibilidad de aporte externo de álcalis como puede ocurrir en estructuras expuestas al agua de mar.

f) Adicionar inhibidores químicos al hormigón en proporciones suficientes para evitar que se produzcan expansiones y otros daños perjudiciales por RAS.

Medidas especiales de protección. En los casos de fuerte agresividad del medio de contacto con el hormigón armado, las medidas de protección que se adopten en el propio hormigón deben ser complementadas con protecciones superficiales adicionales, que pueden tener menor vida útil que la establecida para la estructura, debiendo ser indicada esta situación en el programa de mantenimiento de la protección superficial.

CONSIDERACIONES FINALES.

El diseño de las estructuras, que incluye la distribución arquitectónica y la selección ingenieril de las formas estructurales, cobra una significativa importancia en su relación con su emplazamiento, concepto que se aparta del enfoque tradicional que centra exclusivamente el comportamiento en servicio de las estructuras en la calidad de los materiales. Es conocido que los problemas de desagüe o estancamiento de agua, que se encuentran fuertemente vinculados con el diseño estructural, son factores determinantes en la durabilidad. Los diseños simples y robustos de las estructuras originan, en la mayoría de los casos, un comportamiento adecuado respecto a su durabilidad.

Entre las causas de deterioro de las estructuras, las atribuidas al hormigón y a sus materiales constituyentes, cobra en la Argentina un nivel significativo mayor al 40% y a las subcausas durabilidad y corrosión de armaduras un 22%.

En lo que respecta a los materiales empleados en la ejecución del hormigón (agregados, cementos y aditivos), se han detectado incumplimientos respecto al aseguramiento de su calidad, lo cual originó patologías de la estructura a lo largo de su vida útil y en algunos casos extremos el colapso de las mismas.

En estructuras construidas en los últimos 20 años, se han detectado incumplimiento en los procesos de compactación y curado del hormigón, originando diversos problemas de durabilidad, en especial los vinculados con la circulación de agua en la red capilar. En lo que respecta a la corrosión de las armaduras, puede plantearse que la misma se encuentra condicionada, entre otros factores,

por la sensibilidad del acero a ser corroído y por las características del hormigón de recubrimiento.

Existen otros parámetros que deben tenerse en cuenta durante la etapa de diseño y ejecución de las estructuras de hormigón armado, para disminuir la cinética de los procesos de alteración.

a) Formas y detalles constructivos: Durante la etapa del proyecto debe tenerse en cuenta, entre otras consideraciones, la ubicación de drenajes adecuados y evitar la existencia de superficies horizontales o tomar precauciones especiales de protección. Además, podría preverse en ambientes extremadamente agresivas, la posibilidad de reemplazos parciales, durante la vida en servicio de la estructura, de partes afectadas.

b) Limitación del ancho de fisuras: Debe tratarse que el ancho máximo de las fisuras sea menor a 0.4mm., ya que este tipo de fisuras se autosellan. En el caso de estructuras en las cuales se esperan deformaciones significativas con la consecuente fisuración, deben colocarse armaduras para evitar la existencia de aberturas de fisuras de mayor tamaño al indicado precedentemente, ya que las mismas son el ingreso de las sustancias agresivas y / o de agua.

c) Colocación y compactación del hormigón: La disposición de las armaduras debe permitir una correcta colocación y compactación del hormigón. En consecuencia, deben preverse con antelación los puntos de inserción para el vibrador, especialmente en el caso de secciones fuertemente armadas con capas cruzadas de barras.

d) Curado: El tipo de curado que se adopte debe impedir la desecación prematura de la superficie del hormigón. Una vez que se ha secado resulta inútil cualquier medida subsecuente de curado. Son medidas adecuadas para un curado eficiente, mantener el encofrado durante el mayor tiempo posible, cubrir las superficies expuestas con láminas de curado y usar membranas de curado o impregnaciones temporales.

e) Control de calidad: Las medidas antes descriptas deben ser adecuadamente supervisadas en obra mediante un control de calidad estricto.

Por todo lo expuesto, se considera que el análisis adecuado de las características de agresividad del emplazamiento de las estructuras, como así también el cumplimiento en la etapa de diseño y en la ejecución de los parámetros indicados en lo que respecta a formas y detalles constructivos, selección de materiales adecuados, limitación del ancho de fisuras, espesores de recubrimientos y separación de armaduras y curado del hormigón, permitirá que las estructuras de hormigón armado no se vean afectadas por problemas de durabilidad antes de cumplir la vida útil prevista en proyecto.

Clases generales de exposición que producen degradación por corrosión de armaduras

1	2	3	4	5	6
EXPOSICIÓN					
Desig.	Clase	Subclase	Tipo de proceso	Descripción del medio ambiente	Ejemplos ilustrativos de estructuras donde pueden darse las clases de exposición
A 1		No agresivo.	Ninguno	<ul style="list-style-type: none"> • Interiores de edificios no sometidos a condensaciones • Elementos exteriores de edificios, revestidos • Hormigón masivo interior • Estructuras en ambientes rurales y climas desérticos, con precipitación media anual <250 mm 	<ul style="list-style-type: none"> • Interiores de edificios protegidos de la intemperie • Columnas y vigas exteriores revestidas con materiales cerámicos o materiales que demoran la difusión del CO₂. • Elementos estructurales de hormigón masivo que no están en contacto con el medio ambiente. Parte interior de los mismos.
A 2	Ambiente Normal	Humedad alta. Temperatura moderada y fría, sin congelación	Corrosión por carbonatación	<ul style="list-style-type: none"> • Interiores de edificios expuestos al aire con HR ≥65% o a condensaciones • Exteriores expuestos a lluvias con precipitación media anual ≥600 mm • Elementos enterrados en suelos húmedos o sumergidos 	<ul style="list-style-type: none"> • Sótanos no ventilados • Fundaciones • Tableros y pilas de puentes Elementos de hormigón en cubiertas de edificios
		Humedad media. Temperatura moderada y fría, sin congelación		<ul style="list-style-type: none"> • Exteriores expuestos a lluvias con precipitación media anual <600 mm 	<ul style="list-style-type: none"> • Exteriores de edificios protegidas de la lluvia • Interiores de edificios con humedad del aire alta o media • Tableros y pilas de puentes
		Con ciclos de mojado y secado			<ul style="list-style-type: none"> • Elementos de puentes • Pavimentos • Losas para estacionamientos
A 3		Climas tropical y subtropical		<ul style="list-style-type: none"> • Exteriores expuestos a lluvias con precipitación media anual ≥1.000 mm • Temperatura media mensual durante más de 6 meses al año ≥25 °C. 	
M 1		Húmedo o sumergido, con cloruros de origen diferente del medio marino	Corrosión por cloruros	<ul style="list-style-type: none"> • Superficies de hormigón expuestas al rociado o la fluctuación del nivel de agua con cloruros • Hormigón expuesto a aguas naturales contaminadas por desagües industriales 	<ul style="list-style-type: none"> • Piletas de natación • Fundaciones en contacto con aguas subterráneas • Cisternas en plantas potabilizadoras • Elementos de puentes
A 3		Al aire		Sumergidos en agua de mar, por debajo del nivel mínimo de mareas.	Construcciones alejadas de la costa pero en la zona de influencia de los vientos cargados de sales marinas(*)
M 1		Al aire		En la zona de fluctuación de mareas o expuesto a salpicaduras del mar	Construcciones próximas a la costa.
		Sumergidos		A más de 1 km de la línea de marea alta y contacto eventual con aire saturado de sales.	<ul style="list-style-type: none"> • Estructuras de defensas costeras • Fundaciones y elementos sumergidos de puentes y edificios en el mar
M 2		Sumergidos		A menos de 1 km de la línea de marea alta y contacto permanente o frecuente con aire saturado con sales	<ul style="list-style-type: none"> • Estructuras de defensas costeras, fundaciones y elementos de puentes y edificios

(*) La distancia máxima depende de la dirección de los vientos predominantes. Cuando ellos provengan del mar, como ocurre en la mayor parte del litoral de la Prov. De Buenos Aires, esta zona está entre 1 y 10 km. En la mayor parte de la Patagonia esta zona es inexistente.

Clases específicas de exposición que producen degradación distinta de la corrosión de armaduras

1	2	3	4	5	6
Desig.	Clase	Subclase	Tipo de proceso	Descripción del medio ambiente	Ejemplos ilustrativos de estructuras donde pueden darse las clases de exposición
C 1	Congelación y deshielo	Sin sales descongelandantes		Elementos en contacto frecuente con agua, o zonas con humedad relativa ambiente media en invierno superior al 75%, y que tengan una probabilidad mayor que el 50% de alcanzar al menos una vez temperaturas por debajo de -5°C	<ul style="list-style-type: none"> • Superficies expuestas a la lluvia o a atmósferas húmedas. • Estructuras que contienen agua o la conducen.
C 2		Con sales descongelandantes		Estructuras destinadas al tráfico de vehículos o peatones en zonas con mas de 5 nevadas anuales o con temperatura mínima media en los meses de invierno inferior a 0°C	<ul style="list-style-type: none"> • Pistas de aterrizaje, caminos y tableros de puentes. • Superficies verticales expuestas a la acción directa del rociado con agua que contiene sales descongelandantes.
Q 1	Ambientes con agresividad química	Moderado	Ataque químico	Suelos, aguas o ambientes que contienen elementos químicos capaces de provocar la alteración del hormigón con velocidad lenta	
Q 2		Fuerte		<ul style="list-style-type: none"> • Suelos, aguas o ambientes que contienen elementos químicos capaces de provocar la alteración del hormigón con velocidad media • Exposición al agua de mar 	
Q 3		Muy fuerte		Suelos, aguas o ambientes que contienen elementos químicos capaces de provocar la alteración del hormigón con velocidad rápida	

Valores límites de sustancias agresivas en aguas de contacto

Grado de ataque	Sulfatos solubles (SO ₄ ²⁻)	Magnesio (Mg ²⁺)	pH	Disolución de cal por ataque con ácido carbónico (CO ₂ ²⁻)	Amonio (NH ₄ ⁺)
	mg/litro	mg/litro	---	mg/litro	mg/litro
Moderado	150 a 1.500	300 a 1.000	6,5 a 5,5	15 a 40	15 a 30
Fuerte	1.500 a 10.000	1.000 a 3.000	5,5 a 4,5	40 a 100	30 a 60
Muy fuerte	Mayor de 10.000	Mayor de 3.000	Menor de 4,5	Mayor de 100	Mayor de 60

Valores límites de sustancias agresivas en suelos de contacto

Grado de ataque	Sulfatos solubles (SO ₄ ²⁻)	Grado de acidez Baumann – Gully Modificado % en masa N°
Moderado	0,10 a 0,20	Mayor de 20
Fuerte	0,20 a 2,00	-----
Muy fuerte	Mayor de 2,00	-----

(1)-Se determinará con el método especificado en la norma IRAM 1707

Requisitos de durabilidad a cumplir por los hormigones, en función del tipo de exposición de la estructura

Requisitos	Tipos de exposición de las estructuras, de acuerdo a la clasificación de las Tablas 2.1. y 2.2. y sus complementarias 2.3. y 2.4									
	A 1	A 2	A 3	M 1	M 2	C 1 ⁽²⁾	C 2 ⁽²⁾	Q 1	Q 2	Q 3 ⁽³⁾
Razón a/c máxima ⁽¹⁾										
Ho. simple	---	---	---	0,45	0,45	0,45	0,40	0,50	0,45	0,50
Ho. Armado	0,60	0,50	0,50	0,45	0,40	0,45	0,40	0,50	0,45	0,50
Ho. Pretensado	0,60	0,50	0,50	0,45	0,40	0,45	0,40	0,50	0,45	0,50
f'c mín. (MPa)										
Ho. simple	---	---	---	30	35	30	35	30	35	40
Ho. Armado	20	25	30	35	40	30	35	30	35	40
Ho. Pretensado	20	30	35	40	45	30	35	35	40	45

(1) Cuando se usan adiciones minerales pulverulentas se debe cambiar a/c por (a/c)ef

(2) Debe incorporarse intencionalmente aire, en la cantidad requerida en Tabla 5.3.

(3) Adicionalmente, se debe proteger a la estructura con una membrana, película o material impermeable, capaz de resistir la agresión

Contenido máximo de ión cloruro (Cl) en el hormigón endurecido

Hormigón	Condición de exposición en servicio	Contenidos máximos en ión cloruro (Cl) en el hormigón endurecido % en masa del cemento
Sin armar	Cualquier condición	1,20
Armado, con curado normal	Medio ambiente con cloruros	0,15
	Medio ambiente sin cloruros	0,30
Armado, con curado a vapor	Cualquier condición	0,10
Pretensado	Cualquier condición	0,06

BIBLIOGRAFÍA

- PATOLOGIA DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN: ANALISIS DE ALGUNOS DE LOS CASOS MÁS RELEVANTES OCURRIDOS EN LA ARGENTINA EN LOS ÚLTIMOS AÑOS
Di Maio, A.A., Sota, J.D., y Traversa, L. P. III Congreso Iberoamericano de Patología de la Construcción y V Congreso Iberoamericano de Control de Calidad, La Habana, Cuba, Octubre de 1995.
- DURABILIDAD DE HORMIGONES DE CEMENTO PORTLAND. Giovambattista, A., Batic, O., Traversa, L. P. Proceedings VII Conferencia Interamericana sobre Tecnología de Materiales OEA, México 1981. Revista Hormigón AATH, 5, 1981.
- DURABILITY OF CONCRETE STRUCTURES. Giovambattista, A., Batic, O., y Traversa, L. P. Proceedings 3eme Colloque Internacional ASTM-CIB-RILEM sur la Durabilité.
- PROBLEMAS DE CORROSION EN ESTRUCTURAS DE HORMIGON ARMADO UBICADAS EN EL ATLÁNTICO BONAERENSE. Traversa, L. P. y Civello, C.A. Proceeding Colloquia'7 AATH "Durabilidad de estructuras en ambientes marinos". Mar del Plata, 1992.
- ALTERABILIDAD DE ESTRUCTURAS DE HORMIGON ARMADO EN AMBIENTES INDUSTRIALES Y EN AMBIENTES MARINOS. Giovambattista, A., Traversa, L. P. y Violini, D. Proceedings Colloquia'85, Bs As, 1985.
- PERFORMANCE OF CONCRETE STRUCTURES IN ARGENTINE ENVIRONMENTS.
Traversa, L., Gioivambattista, A., Di Maio, A. y Eperjesi, L. Symposium "Structures for the Future. The Search for Quality". IABSE, Río de Janeiro, Brasil, 1999.
- COMPORTAMIENTO EN SERVICIO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO DE EDADES DIFERENCIADAS: ANÁLISIS COMPARATIVO DE ESTRUCTURAS CONSTRUIDAS EN LA PCIA. DE BUENOS AIRES, ARGENTINA. Traversa, L., Gioivambattista, A., Di Maio, A. y Eperjesi, L. Proceeding V Congreso Iberoamericano de patologías de las construcciones y VII congreso de control de calidad CONPAT 99, Uruguay, 1999.
- ATAQUE QUÍMICO AL HORMIGÓN. Irassar, E.F. (2001), en "Durabilidad del hormigón estructural", Ed. Irassar, E.F., AATH, La Plata, Argentina, pp.:97-156.
- ALGUNAS CONSIDERACIONES SOBRE LA COLONIZACIÓN DE LÍQUENES EN LAS SUPERFICIES DEL HORMIGÓN. Traversa, L. Rosato, V. Revista Ciencia y Tecnología del Hormigón. N° 6. 1998.
- BIODETERIORO DE MORTEROS Y HORMIGONES POR ACCIÓN DE LOS LÍQUENES
Traversa, Luis P., Zicarelli, S., Iasi, R. y Rosato, Vilma G. Revista Hormigón, A.A.T.H., N° 35, Enero-Junio 2000.
- ACCIÓN DEL LIQUEN STAUROTHELE FRUSTULENTA VAINIO SOBRE SUSTRATOS CEMENTÍCEOS.
Rosato, V.G. (2004), Ciencia y Tecnología del Hormigón, No.11, pp. 19-22.
- THE LICHEN STAUROTHELE MONOSPOROIDES AND IT'S ACTION ON CONCRETE AND STONE, Traversa, Rosato y Zicarelli (2001), Proceedings of 4 LABS (Simposio Latinoamericano de Biodeterioro), Buenos Aires, 16 al 20 de abril de 2001 (en CD).
- SIMULACIÓN DE ATAQUE LIQUÉNICO A MATERIALES CEMENTÍCEOS APLICANDO ÁCIDO OXÁLICO.
Traversa, L.P., Rosato, V.G., Zicarelli, S. y Taus, V.L. Proceedings Simposio fib 2005 Argentina, La Plata,.
- COMPORTAMIENTO DE HORMIGONES CON ADICIONES MINERALES ACTIVAS EN SUELOS CON SULFATOS.- E.F. Irassar, O. Batic, A. Di Maio y J. Ponce. Proceedings Simposio fib 2005 Argentina, La Plata, Setiembre 2005.
- DURABILITY OF CONCRETE CONTAINING MINERAL ADMIXTURES IN SULFATESOIL, Irassar, E.F., Di Maio, A. and Batic, O. (1991), Proc. Second International ACI-CANMET Conference on Durability of Concrete, Supplementary papers, American Concrete Institute, Detroit.
- REACTIVITY OF ALKALIS AND SANDSTONES CEMENTED WITH OPAL AND CHALCEDONY.
Giovambattista, A., Batic, O., Traversa, L. P. 7eme Conference International sur la Reaction Alkali-Granulant, Ottawa, Canadá, 1986.
- DURABILITY OF BASALTS CONTAMINATED WITH EXPANSIVE CLAYS
Cortelezzi, C., Giovambattista, A., Maizza, P., Pavlicevic, R., y Traversa, L. P. 5th Internacional Congreso, Internacional Association of Engineering Geology, Buenos Aires, Octubre de 1986.
- DURABILITY OF BASALTIC AGGREGATES CONTAMINATED WITH MONTMORILLONITE
Giovambattista, A. y Traversa, L. P. Katharine and Bryant Mather Internacional Conference on Concrete Durability, ACI-ASTM-CANMET, Georgia, USA, 1987.
- AGREGADOS DE LA REPUBLICA ARGENTINA PARA CONSTRUIR ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN, FRENTE A LA RAS. O.R. Batic, J.D. Sota, D.D. Falcone. Proceedings Simposio fib 2005 Argentina, La Plata, Setiembre 2005.
- IDENTIFICATIONS OF ZEOLITES IN CONCRETES AFFECTED BY ASR. EFFECT OF DIFFERENT AGGREGATES. Maiza, P.J., Marfil, S., Batic, O.R. (1992), The 9th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete, London, Vol. 2, pp. 630-637.
- ALKALI-SILICA REACTION IN BASALTIC ROCKS. METHOD NBRI. Batic, O.R., Maiza, P.J., Sota, J.D. (1994), Magazine Cement, Concrete Reseach and International Journal, Vol. 24, N° 7, pp. 1317-1326.
- REACCION ALCALI-SILICE, IMPLICANCIAS TECNOLÓGICAS, ECOLÓGICAS Y ECONÓMICAS EN LA OPTIMIZACIÓN DE LAS SOLUCIONES INGENIERILES. Giovambattista, A., Batic, O. y Traversa, L. P. Proceedings Colloquia'85, Buenos Aires, 1985.
- DURABILIDAD DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO UBICADAS EN ATMÓSFERAS CORROSIVAS.
Traversa, L. P. Proceeding Intercambio Nacional de Experiencias. Comportamiento in situ de las Construcciones, Arad, Rumania, 1988.

- DURABILIDAD DEL HORMIGÓN ARMADO EN ATMÓSFERAS CORROSIVAS. Traversa, L. P. Revista Ciencia y Tecnología del Hormigón, CIC-LEMIT, Año I, 1, 1991.
- LA CORROSIÓN DEL HORMIGÓN Y SU PROTECCIÓN. Imre Bicsok Edición URMO. Bilbao, España, 1972.
- PATOLOGÍA ESTRUCTURAL, ASPECTOS QUÍMICOS, NORMATIVOS Y ESTADÍSTICOS. J.A. Vieitez Chamoza. Universidad del País Vasco. Escuela Superior de Ingenieros Industriales. Bilbao, España, 1984.
- MORBIDADES DAS ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO NA REGIAO AMAZÓNICA. P.M.S. Aranha & D.C.C. Dal Molin Proc. XII. Reunión Técnica AATH. La Plata. Argentina, 1995.
- ENVIRONMENTAL IMPACT ON CONCRETE PRACTICE, PART 1. Habib M. Zein – Al – Abidien Concrete International, Nov.1998.
- DAMAGE TO CONCRETE STRUCTURES IN A MARINE ENVIRONMENT. Lin P.C., Materials and Structures, 24, 1991.
- DURABLE CONCRETE STRUCTURES DESIGN GUIDE. CEB. Second Edition 1989.
- DURABILIDAD DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN. GEHO-CEB. 1993.
- CORROSION OF STEEL IN CONCRETE. K. Tutti, Swedish Cement and Concrete Institute (CIB) 4-82. Stockholm, Suecia, 1982.
- VIDA ÚTIL DE LAS ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN. S. Rostan Revista Hormigón N° 36. Julio-Diciembre 2000.
- DURABILIDAD DE LAS ARMADURAS. DURAR. Edición CYTED, 1997.
- REGLAMENTO ARGENTINO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN- CIRSOC-201. Edición INTI. 2000.
- ENSAYOS DE CORROSIÓN. F.A Champion, Editorial Urmo, 1976.
- DIFUSION DE CLORUROS EN HORMIGONES ENDURECIDOS. Civello, C., y Traversa, L. P. Proceeding 10ª. Reunión Técnica AATH, Olavaria, 1991.
- INFLUENCIA DE LOS CLORUROS EN LA CORROSIÓN DE LAS ARMADURAS EMPOTRADAS EN EL HORMIGÓN. Traversa, L. P., Civello, C.A. Exchange of Experience, 9na. Edition in situ Behaviour of Building Structures. Sovata, Rumania, 1992. Revista Hormigón AATH, 22, 1992.
- CORROSION DE LAS ARMADURAS EMPOTRADAS EN EL HORMIGÓN POR PRESENCIA DE CLORUROS. Traversa, L. P. Revista Industria y Química, 318, Marzo-Abril, 1995.
- CORROSIÓN DE ARMADURAS EN EDIFICIOS PARA VIVIENDAS. ANÁLISIS DE ALGUNOS CASOS EVALUADOS EN EL LEMIT. Traversa, L. y Di Maio, A. Proceeding “Primer Seminario de Tecnología del Hormigón en la Vivienda del Mercosur”. U.T.N. Fac. Reg. Santa Fe y la A.A.T.H. Santa Fe, 1997.
- ANÁLISIS DE LOS CRITERIOS DE DISEÑO POR DURABILIDAD DE LAS MEZCLAS DE HORMIGÓN. Giovambattista, A. Eperjesi, L. Traversa, L. P. Proceeding IV Congreso Iberoamericano de Patología de las Construcciones y VI Congreso Iberoamericano de Control de Calidad. Porto Alegre, Brasil, Tomo 1, 1997.
- DIFUSIÓN DE CLORUROS EN HORMIGONES CON ADICIONES MINERALES ACTIVAS. Eperjesi, L. Traversa, L. Giovambattista, A. Barbosa, M. Gassa, L. Vetere, F. Proceeding 1st. International Congress of Concrete Technology. Buenos Aires. Argentina, 1998.
- CORROSION BEHAVIOUR OF REINFORCING STEEL IN CONCRETE. Vilche, J.R. Gassa, L.M. Leveau, R.F. Barbosa, M.R. Traversa, L.P. Eperjesi, L. Proceeding European Congress Eurocort 98. Holanda. 1998.
- EXPOSED REINFORCEMENT ASSESSMENT OF CORROSION ACTIVITY. Di Maio, A., Eperjesi, L., Gassa, L., Traversa, L. and Zerbino, R. Journal Concrete International. Vol 22, N° 3, 2000.
- DEGRADATION OF REINFORCED CONCRETE STRUCTURES. L. P. Traversa and A.A. Di Maio. Proceeding 14th. Edition “Comportarea in situ a Constructiilor”. Rumania. Septiembre de 2002. pp. 37-42.
- ANÁLISIS DE ALGUNOS FACTORES QUE INFLUENCIAN LA DIFUSIÓN DE CLORUROS EN EL HORMIGÓN. L.P. Traversa, S. Zicarelli y A.A. Di Maio. XV Reunión Técnica y Seminario de Hormigones Especiales. A.A.T.H. Santa Fe. Octubre 2003.
- CHLORIDE PROFILES AND DIFFUSION COEFFICIENTS IN STRUCTURES LOCATED IN MARINE ENVIRONMENTS. A.A. Di Maio, L.J. Lima and L.P. Traversa. Journal Structural Concrete fib. Vol. 5, N° 1. 2004. pp. 1-4.
- DURABILITY OF RECYCLED CONCRETES. A.A. Di Maio, C. Zega, V. Taus y L. P. Traversa. Proceeding XV Edition of Congress “Comportarea in situ a constructiilor”. Bucarest, Rumania, 22-24 Septiembre 2004. pp. 31-37.
- EVALUATION AND RECOMMENDATIONS TO REPAIR STRUCTURES LOCATED IN MARINE ENVIRONMENT. L.P. Traversa and A.A. Di Maio. Proceeding XV Edition of Congress “Comportarea in situ a constructiilor”. Bucarest, Rumania, 22-24 Septiembre 2004. pp. 293-300.

PUENTE “DONATO GERARDI”: UN PUENTE PATRIMONIAL DE HORMIGÓN ARMADO EN SERVICIO DURANTE 90 AÑOS

Luis J. Lima

RESUMEN

Por razones fortuitas, el inicio de la guerra europea de 1914 y la declaración del acero material estratégico por el país proveedor (Bélgica), el último de los puentes del “Camino afirmado entre La Plata y Avellaneda” se construyó en hormigón armado, un material bastante novedoso en esos años. Pese a los cambios habidos en la materia, fundamentalmente los dos siguientes: un mucho más ajustado conocimiento del material y una modificación sustancial en las cargas actuantes, este, posiblemente el primer puente argentino de hormigón armado, sigue en servicio y en buenas condiciones. En el presente trabajo se intenta explicar por qué ha sido esto posible. También se hace una semblanza de su proyectista, el Ing. Donato Gerardo, pues para encontrar una solución adecuada a un problema original, resulta imprescindible la calidad de quién la busca y, además, la encuentre.

ENCUADRE HISTÓRICO

En el mes de mayo del corriente año 2006, se cumplieron 90 de la terminación del puente ubicado en el hoy denominado “Camino General Belgrano”, que cruza en alto nivel las vías desactivadas del ramal La Plata-Brandsen en el kilómetro 4,425; la obra, que actualmente sigue en uso y en muy buenas condiciones de servicio, se ubica aproximadamente en la intersección de la avenida 19 y la calle 509 del ejido urbano de La Plata. El motivo de esta charla, frente a lo que ocurre normalmente en el mundo entero con demasiadas estructuras importantes de hormigón armado, y más allá de otras cualidades significativas que ostenta el puente que nos ocupa, como por ejemplo su valor estético, es justamente preguntarnos ¿a qué se debe esta excelente durabilidad? El primer encuadre de la respuesta es inmediato: dado que en estos 90 años nunca contó la obra con un programa serio y sistemático de inspecciones y mantenimiento, las causas de su durabilidad deben buscarse, esencialmente, en su proyecto y construcción.

El origen del puente

La ciudad de La Plata, construida como nueva capital de la Provincia de Buenos Aires, fue inaugurada el día 19 de noviembre de 1882. Su principal vinculación con la Capital Federal y su puerto era el ferrocarril, luego venían los carruajes y carretas tirados por caballos y bueyes. Pero pocos años después, a fines del siglo XIX y principios del XX, comenzaron a llegar al país los primeros vehículos automóviles con motor a explosión con lo que la infraestructura de transporte necesaria comenzó a sufrir un cambio en sus prioridades y objetivos que, con el

correr de los años, resultaría esencial.

Es en este marco que la Provincia de Buenos Aires, a través del Departamento de Ingenieros de su Ministerio de Obras Públicas, decide construir un camino afirmado entre La Plata y Avellaneda, el que era, más allá de eufemismos, un camino entre La Plata y Buenos Aires. El contrato de construcción del camino se firmó el día 31 de mayo de 1911 con la Sociedad Franco Argentina de Caminos, fijándose como fecha de iniciación de los trabajos el 1° de agosto de ese año y de finalización el 1° de mayo de 1914. El camino se proyectó con dos calzadas, o “fajas” según estipula el pliego correspondiente, y con una vía férrea entre ambas; según el contrato citado, la Contratista se obliga a realizar primeramente una sola de dichas “fajas”, la actualmente existente. Un detalle importante del proyecto de camino, que pone de relieve la visión de futuro de los Ingenieros de entonces, consiste en que los dos cruces sobre vías férreas, existentes en los kilómetros 4,425 y 47,130, ambos sobre vías del entonces Ferrocarril Sud, se previeron en alto nivel. Del primero de ellos es del que nos estamos ocupando.

Para este puente, igual que para los otros puentes de 30,00 o más metros de luz existentes en el camino, se había previsto utilizar vigas metálicas de tipo parabólico, en este caso particular de 32,00 m. de luz y sin contraventamiento superior “debido a la oblicuidad del puente”, el que cruza las vías férreas formando con ellas un ángulo de $78^{\circ}08'$. Varios hechos esenciales de la construcción, directamente vinculados a la calidad y durabilidad de las obras, el Pliego de Bases y Condiciones los deja en manos del “Ingeniero Inspector de las Obras”, por ejemplo: indicar al Contratista cómo ejecutar los trabajos y las eventuales modificaciones a lo previsto (art. 19); controlar que las tareas sean ejecutadas según las reglas del arte (art. 20); controlar la calidad de los materiales y de la ejecución del hormigón (art. 41); definir la profundidad necesaria de las excavaciones “para llegar al terreno resistente” (art. 55); interpretar los planos de proyecto (art. 64); y aprobar los proyectos de los puentes de más de 10,00 m. de luz que debía presentar la Empresa y que no estaban incluidos en el contrato del 31 de mayo de 1911. Además, el plan de ejecución de los trabajos (art. 18) fue elaborado conjuntamente por el Contratista y el Departamento de Ingenieros y, aunque no queda dicho expresamente, con la directa participación del “Ingeniero Inspector de las Obras”. El “Ingeniero Inspector de las Obras” fue el Ingeniero Donato Gerardo.

Así las cosas, se construyó la faja prevista del camino y la totalidad de sus alcantarillas y estribos de puentes, habiéndose montado todos los puentes metálicos previstos

menos uno, el correspondiente al alto nivel del kilómetro 4,425. Lo que ocurrió con este último fue lo siguiente: el encargo de la construcción de este último puente metálico del camino fue hecho a la casa proveedora de Namur (Bélgica), el 26 de julio de 1914, dos días después comenzó la guerra europea de 1914-1918 con lo que el acero fue declarado “material estratégico” y se prohibió su exportación, por otra parte, y debido a esta misma circunstancia, el precio del acero en el mercado local se elevó fuertemente. Ante tal emergencia el Director del Camino, Ing. A. Tapia, le encargó al Ingeniero Donato Gerardi el proyecto de un puente en “cemento armado”. De tal modo, debido a una circunstancia fortuita, tuvo la Argentina su primer puente de hormigón armado.

Para hacerse una idea de lo revolucionario de la decisión tomada en tales circunstancias, conviene recordar que el primer texto conteniendo un método “serio” para el dimensionamiento del hormigón armado fue publicado por Emil Mörsch en 1902, y que los primeros Reglamentos sobre la materia fueron el Suizo de 1903, el Alemán de 1904 y el Francés de 1906.

El Ingeniero Donato Gerardo

Como resulta evidente de lo ya dicho, la incidencia del pensamiento del Ingeniero Donato Gerardo (1886-1962) en el proyecto, cálculo y control de la ejecución del puente que nos ocupa, fue esencial. Una consecuencia innegable de la solvencia técnica con que desarrolló estas tareas en su totalidad, es la sorprendente durabilidad que tuvo y tiene la obra. Interesa entonces saber, aunque sea a grandes rasgos, quién fue el Ingeniero Donato Gerardi y que formación tuvo.

Se recibió de Ingeniero Civil en 1910, en la Facultad de Ingeniería de la Universidad de Buenos Aires, a los 24 años, y casi de inmediato se incorporó a la administración pública, primero en el Municipio de Morón y luego en la Dirección de Hidráulica, Puentes y Caminos del Ministerio de Obras Públicas de la Provincia de Buenos Aires. Repartición en la que trabajaba cuando proyectó el puente que nos ocupa y de la que llegó a ser Directos. Luego pasó a ser Director de Obras Sanitarias de la Provincia hasta su jubilación en 1943.

Paralelamente fue un hombre de la Universidad Nacional de La Plata, en cuya Facultad de Ciencias Fisicomatemáticas fue Profesor, primero de Caminos y luego de Ensayo de Materiales, cátedra esta última en la que permaneció hasta su retiro en 1946. Resulta interesante hacer constar que, en esta Facultad, la enseñanza del hormigón armado comenzó en 1912, y se lo hacía siguiendo esencialmente las ideas de Mörsch y de otros ingenieros alemanes. Incluso, según figura en el programa de la materia, uno de los trabajos prácticos de aquel entonces consistía en el “proyecto de un puente en arco de hormigón armado”.

El Congreso Nacional de Ingeniería de 1916

Una descripción completa del proyecto del puente y de su proceso constructivo, incluyendo el de los elementos accesorios como puente de servicio y cimbras, fue presentado por el Ingeniero Gerardi al Congreso Nacional de Ingeniería de 1916. En esta memoria, en la que se incluyen muchos datos que se transcriben en el presente

trabajo y que se verán más adelante, resultan significativos algunos de los comentarios que su autor incluye en las mismas, los más significativos de los cuales son los siguientes:

CRITERIOS DE PROYECTO Y CÁLCULO

Descartado el acero como material para la construcción del puente por los motivos señalados, las posibles opciones para sustituirlo eran la madera, el ladrillo, la piedra o el por entonces novedoso hormigón armado. De todos ellos el único en condiciones de ofrecer una solución equivalente a la del acero para salvar luces libres del orden de los 30,00 metros era el hormigón armado, de donde podemos deducir que se recurrió a su empleo pues permitía imaginar una solución técnicamente novedosa, estéticamente agradable y encuadrada en los márgenes económicos previstos. Esto está indicando a las claras, además, que nuestros ingenieros de entonces estaban y se sabían capaces de recurrir a los materiales más modernos para solucionar los problemas que se les planteaban, aun cuando nunca se los hubiese empleado en el país, y sin necesidad de recurrir a supuestos “expertos” u otro tipo de “vendedores de humo”.

Adoptado el material, la elección de la tipología estructural parece natural: se optó por un arco que resulta una forma sumamente adecuada de trabajo para un material que, debido a la baja resistencia a tracción del hormigón, no está en condiciones de asegurar la protección de las armaduras de acero incluidas en su masa, más aun si estas son superficialmente lisas y estarán sometidas la acción directa y permanente del humo de las locomotoras a vapor de la época. Además se lo proyectó triarticulado, es decir, isostático, pues, como se puede leer en la memoria de la obra, esto “permite tener una seguridad absoluta en lo que hace al resultado del cálculo de solicitaciones”. Se proyectó entonces un arco de eje circular, triarticulado, de 27,50 m. de luz entre apoyos y de 3,10 m. de flecha (Figura 1), dejando un gálibo de 5,50 m por encima de las vías “por si se decidía electrificar el ferrocarril”

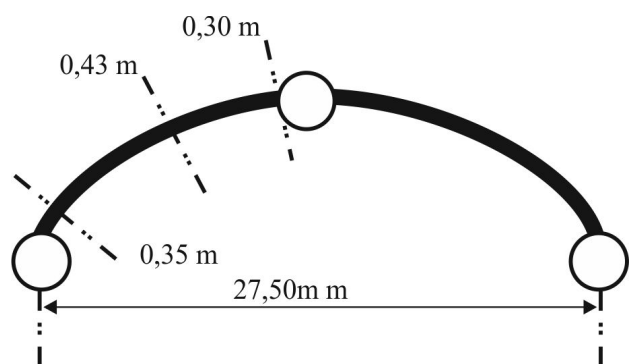


Figura 1

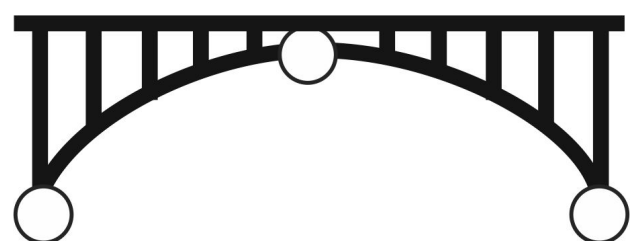


Figura 2

Como el Proyectista era consciente de que la hipótesis de “arco triarticulado” sólo era una idealización y que la obra tenía factores como los siguientes que podían contradecir esta hipótesis: 1) existencia de los montantes, separados entre sí 1,60 m., y del tablero constituido por una losa continua apoyada sobre ellos (Figura 2); 2) la continuidad estructural que conlleva, como característica intrínseca propia, el material hormigón armado empleado, la que fue estrictamente respetada por el Proyectista según surge del comentario hecho al punto anterior; 3) la poca certeza de que los apoyos de hierro fundido efectivamente trabajaran como articulaciones; también efectuó el cálculo poniéndose en el otro extremo y considerando al arco como doblemente empotrado, situación en la cual, incluyendo efectos térmicos, llega a una presión máxima en los arranques de 102,7 Kg./m², la cual, si bien supera las tensiones admisibles adoptadas, no resulta alarmante dada la desfavorable conjunción de efectos que le da origen. Cubiertos con suficiente seguridad ambos extremos, la obra no debía presentar sorpresas de ningún tipo una vez construida, cosa que la práctica demostró.

Las cargas de peso propio consideradas son las mismas que se utilizarían en la actualidad, por lo que no merecen ningún comentario, pero con las sobrecargas no ocurre lo mismo, pues si bien a la “multitud compacta” sobre veredas y calzadas se les adjudicó valores similares a los hoy empleados, 400 y 500 Kg./m² respectivamente, el tren de cargas que se adoptó (Figura 3.a) es muy inferior al que debería adoptarse si el puente se proyectase ahora (Figura 3.b), se tomaron 16 toneladas y hoy se deberían utilizar 60, y las carga que el puente soporta ahora son las de ahora y no las de 1916. Esto habla a las claras de las reservas resistentes con las que cuenta la obra, cosa absolutamente normal en el caso que se describe pues en ese entonces no había experiencia respecto de los verdaderos márgenes de validez de las hipótesis utilizadas.

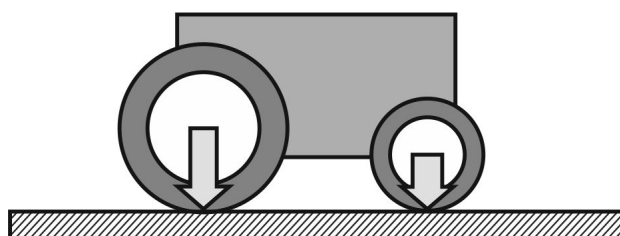


Figura 3a: 10t. 6t.

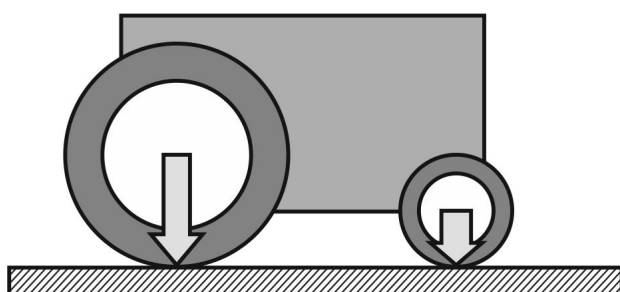


Figura 3b: 34t. 26t.

Los materiales básicos empleados en la fabricación del hormigón armado fueron:

- armaduras de acero común liso de los siguientes diámetros: 5; 8; 10; 13; 19 y 22 mm. al que se hizo trabajar con una resistencia admisible a tracción de 1000 Kg./cm²
- dos diferentes tipo de hormigón, ambos conteniendo 0,4 m³ de arena tipo oriental y 0,8 m³ de piedra partida granítica, pero uno con 300 y otro con 400 Kg. de cemento. Las resistencias a compresión admisibles en servicio adoptadas fueron de 40 y 50 Kg./cm² respectivamente.

Las articulaciones utilizadas están constituidas por un cilindro de hierro fundido de 0,20 m. de diámetro, que apoya sobre una “cama”, también cilíndrica y de hierro fundido, pero de 0,25 m. de diámetro, la superficie de contacto fue fresada. Siendo el puente oblicuo, el eje del camino forma un ángulo de 78°08' con el eje de las vías férreas, existen dos posibilidades constructivas: 1) colocar los apoyos con su eje paralelo a las vías, lo que los obliga a tener que equilibrar la componente paralela a su eje del empuje del arco (Figura 4.a); 2) colocarlos escalonadamente, de forma que la resultante tenga la dirección general deseada, pero los segmentos individuales, al ser perpendiculares al empuje del arco, no estén sometidos a esfuerzos tangenciales paralelos a sus ejes (Figura 4.b).

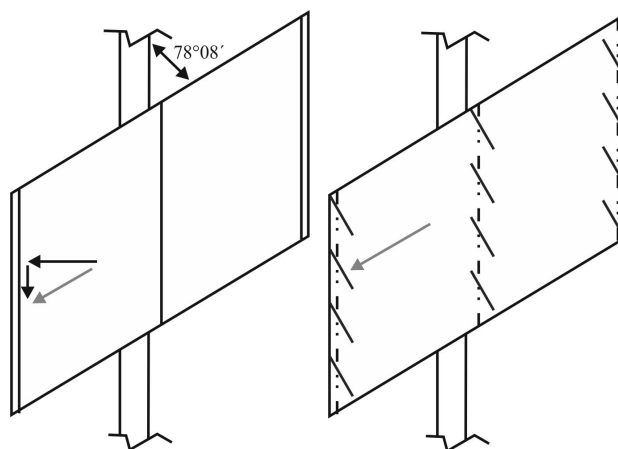


Figura 4a y 4b

El arco se proyectó con un espesor de 0,35 m. en los arranques; 0,43 m. en los cuartos de la luz; y 0,30 m. en la clave (mitad de la luz) (Figura 1). El hormigón más resistente (con más cemento) fue utilizado en los arranques y en la clave.

Respecto al proyecto y cálculo queda una última cuestión por dilucidar, sobre la que no hay indicios en la documentación disponible ¿Dentro de qué criterios, con qué escuela, o siguiendo cuál Reglamento se los ejecutó? Sólo había en aquel momento dos países, con bibliografía fácilmente accesible a los ingenieros argentinos, que poseyesen suficientes experiencia y conocimientos como para fundamentar el proyecto y cálculo de un puente en arco de hormigón armado con luz libre considerable: Alemania y Francia.

Alemania, porque la cátedra de “Construcciones de Hierro y Hormigón Armado” de La Plata, desde sus orígenes en 1912, pero principalmente desde que se transforma en

“Construcciones de Hormigón Armado” y se hace cargo de ella el Ingeniero Julio Castiñeiras, en el año 1914, se desarrolló bajo la influencia de la escuela alemana, fundamentalmente Mörsch y el Reglamento de 1904. Recordemos que el Ingeniero Gerardi fue profesor en la misma Facultad de Ciencias Fisicomatemáticas y en el mismo Departamento de Construcciones, por lo que su íntimo conocimiento de la escuela alemana no debe sorprender.

Francia, porque la Contratista del camino era una Empresa francesa, la Sociedad Franco Argentina de Caminos, la cual, por contrato, debía proyectar todos los puentes de más de 10,00 m. de luz, los que le eran pagados por separado, y presentarlos para su aprobación al Ingeniero Inspector de la Obras. Y, si bien se dijo que el resto de los puentes era de acero, los tableros de los mismos estaban constituidos por vigas metálicas transversales de acero entre las cuales se construía una losa de hormigón armado, apoyada sobre vigas longitudinales secundarias también de hormigón armado. Lo natural es suponer que estos elementos, proyectados por ingenieros franceses, lo hayan sido según el Reglamento francés de 1906. Por otra parte los criterios de doblado, por ejemplo el hecho de no emplear “barras levantadas” en los apoyos de la losa continua de tablero, cosa que los franceses históricamente no utilizan y los alemanes sí, y sí recurrir a las denominadas “barras flotantes”, que los alemanes históricamente han prohibido, llevarían a pensar que se trabajó con el Reglamento francés. Lo concreto es que, por uno u otro camino, los criterios de armado son coherentes y los esquemas y detalles de armadura completos y razonables. Esto, sin duda, ha ayudado enormemente a la durabilidad de la obra.

CRITERIOS CONSTRUCTIVOS

El cemento utilizado en la fabricación del hormigón, cuyo origen no se menciona, fue ensayado en los laboratorios de la Dirección de Obras Sanitarias de la Provincia, obteniéndose los siguientes resultados de resistencia a tracción de la pasta de cemento puro: 45 Kg./cm² a 8 días y 63 Kg./cm² a 28 días; la resistencia a la adherencia fue de 50 Kg./cm². No hay constancia de que se hayan efectuaron ensayos sobre el hormigón, ni en estado fresco ni una vez endurecido.

Los aceros se ensayaron en los laboratorios de la Municipalidad de Buenos Aires, obteniéndose una resistencia promedio a tracción pura de 4.039 Kg./cm²; lo que implica que se trabajó en ellos con una seguridad de 4. Los empalmes se ejecutaron superponiendo dos barras, ambas con ganchos en sus extremos, una longitud de 20 diámetros, y atándolas fuertemente con alambre. Debe hacerse notar que, según lo indicado en planos, todos los empalmes se efectuaron en las mismas secciones, lo que hoy en día no es aconsejable.

No hay mayores indicaciones sobre los recubrimientos de las armaduras, pero en uno de los planos (Figura 5) se indica un valor de 15 mm. para las barras de 19 mm. del intradós del arco, lo que parece insuficiente. En esta zona se observan en la actualidad procesos de corrosión en las armaduras y zonas descascaradas (Figura 8). En estas zonas descascaradas el recubrimiento, al día de hoy, es del orden de 0,01 m. En las caras superiores del arco (extradós) y de la losa de tablero, se compensó este defecto recubriéndolas, inmediatamente después de su

hormigonado, con una capa de hormigón “común” (1:3:5) de 5 centímetros de espesor.

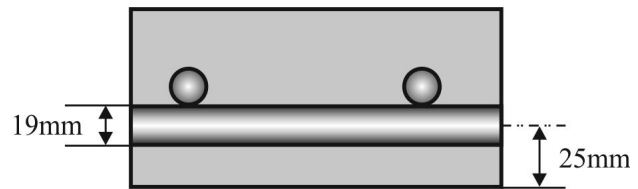


Figura 5

PROCESO CONSTRUCTIVO

Terminado el proyecto, cuyos planos de obra son de una precisión y un nivel de detalles notables, debía comenzarse la construcción, pero la Empresa Contratista, de origen europeo, adujo dificultades financieras debido a la guerra en ese continente y no aceptó la encomienda. Ante tal emergencia, la Dirección de Hidráulica, Puentes y Caminos de la Provincia obtuvo autorización del Poder Ejecutivo para construirla por administración, con un costo tope de \$50.000 m/n. En estas condiciones, la construcción del puente se inició en octubre de 1915, siendo su Inspector el Ingeniero Donato Gerardi, y finalizó en mayo de 1916; es decir que la construcción duró siete (7) mese incluidos los días de lluvia. El costo total de obra fue de \$48.681,85 y se colocaron 179 m³ de hormigón armado.

Una vez terminada la construcción del puente de servicio y de la cimbra que daba sostén al encofrado, y de este mismo, el día 8 de febrero de 1916, por la tarde, se comenzó el hormigonado del arco. La tarea se inició simultáneamente desde los dos extremos y se hormigonó por sectores (Figura 6), cuya extensión y secuencia fueron expresamente determinadas para cumplir con los objetivos siguientes: 1) reducir al máximo la deformación de la cimbra; 2) sólo completar el arco a último momento, de forma de evitar deformaciones no queridas en el mismo.

Entre los sucesivos sectores hormigonados, indicados en Figura 6, se dejaron juntas de aproximadamente 0,025 m. las que fueron selladas a último momento, el día 14 de febrero por la tarde, con lo que recién entonces el arco comenzó a trabajar como tal (Figura 1). De esta forma se pudieron evitar al máximo los efectos que sobre el arco tienen los descensos de apoyos y las deformaciones de la cimbra. A partir de este momento se cubrió el hormigón con lonas y se lo regó permanentemente durante 21 días, obteniéndose de este modo un buen curado libre, además, de los efectos desfavorables del viento.

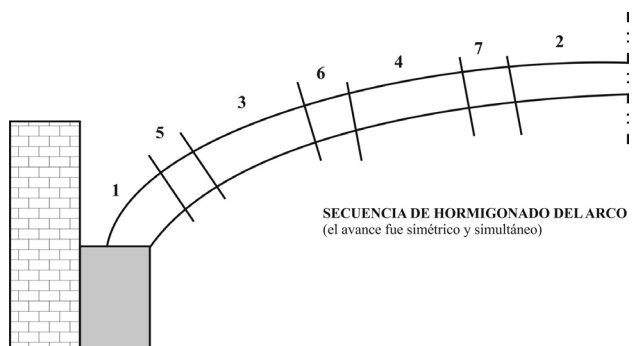


Figura 6

Un detalle interesante del aprovechamiento que se hacía, ya en sus inicios, de las nuevas variables que ofrece el hormigón armado como material apto para la construcción de estructuras, es el siguiente: los sectores más solicitados, el 1 y el 2, se construyeron con el hormigón más resistente, el que contenía 400 Kg. de cemento, y el resto con el de 300 Kg.

Terminado el curado, entre el 8 y el 10 de marzo de 1916 se hormigonaron los montantes, para los que habían quedado armaduras en espera, y la losa de tablero. Las armaduras de las zonas de unión entre montantes y arco y entre montantes y tablero, están perfectamente diseñadas para respetar, sin una fisuración excesiva, el monolitismo propio de las estructuras de hormigón.

Quince (15) días después de hormigonados los montantes y el tablero, es decir, cuarenta y cinco (45) después de hormigonado el arco, se procedió a desencofrar aquellos y a descimbrar el arco. Esta última operación se comenzó el día 23 de mayo, siguiendo un plan perfectamente estudiado para evitar al máximo que el arco sufriera solicitaciones no previstas y pudiera fisurarse prematuramente, para lo que se recurrió al empleo de pares de cuñas de madera colocados en correspondencia con cada uno de los montantes que sostenían la cimbra (Figura 7.a), a las que se fue haciendo descender por escalones de a 0,005 m. (medio centímetro), la secuencia de los descensos es la que se indica en la Figura 7.b. La operación fue realizada por dos equipos, los que trabajaron simultáneamente desde ambos lados (los descensos siempre fueron simétricos y simultáneos).

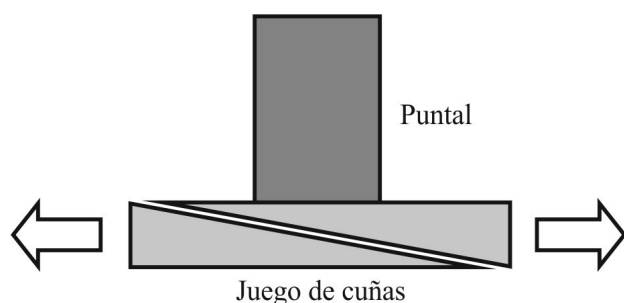


Figura 7a

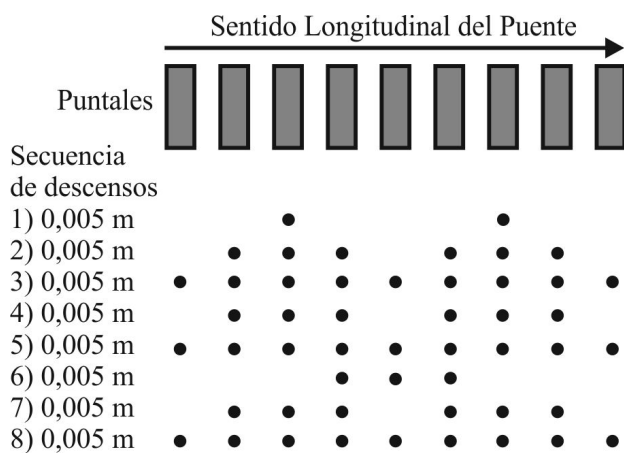


Figura 7b

Respecto a las articulaciones de hierro fundido, la Memoria de cálculo indica que se actuó de la siguiente manera: “finalmente se procedió al relleno de las articulaciones con mezcla de cemento en la proporción 1:1,5 a fin de protegerlas contra la oxidación, dejándole una junta elástica de corcho, de un espesor de 1 cm. envuelta entre dos láminas de zinc número 8. Para impedir que penetrara el agua por estas juntas en la clave y los arranques, se le cubrió la parte superior con otras dos láminas de zinc” Como verificación de la coincidencia entre el cálculo de la estructura y los resultados obtenidos en la realidad, se midieron una serie de deformaciones de las cuales sólo daremos una a título de ejemplo representativo: el descenso real de la clave del arco, a los cuatro (4) meses de terminado el puente y con una variación de temperatura de 25°C, fue de 0,00276 m. y el calculado de 0,0223 m. Si se tiene en cuenta que en esa época no se conocía con certeza el comportamiento reológico del hormigón (fluencia y retracción), ni se tenían nociones claras sobre Mecánica de Suelos, el resultado obtenido es más que aceptable.

ESTADO ACTUAL

Sólo se observa una generalizada corrosión de las armaduras en el intradós del arco (Figura 8), en donde al reducido espesor del recubrimiento (en la realidad del orden de 0,01 m.) se suma la exposición al humo de locomotoras, tanto de vapor como diesel, al que estuvo sometida esta parte de la estructura durante más de medio siglo. De todas formas, no se detectaron barras con reducción de la sección resistente superior al 10%.

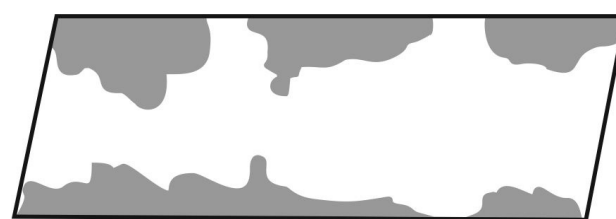


Figura 8: Esquema de corrosión de armaduras en el intradós del arco.

La resistencia del hormigón en la actualidad, según los resultados del ensayo de testigos extraídos del arco (posiblemente en la zona en que se empleó el hormigón con 300 Kg. de cemento), es de 285 Kg/cm² (28,5 MPa). Si se recalcula el puente con las sobrecargas actuales (2aplanadoras de 30 t. cada una) se llega a las siguientes solicitaciones en algunos de sus puntos clave.

Elemento	Solicitación en el Hormigón Kg/cm ²	Seguridad	Solicitación en el Hormigón Kg/cm ²	Seguridad
Tablero	61.6	4.63	1548	2,61
Clave del Arco	37.0	7.70	---	---

Como puede observarse, pese a que se superan los valores adoptados como admisibles en el cálculo original, si se aplican los criterios modernos se encuentra que la seguridad es más que suficiente.

CONCLUSIONES

El proyecto y construcción de esta obra singular marca algunos hechos significativos, tanto en lo referente al papel del Ingeniero en el desarrollo social, es decir, a cuál debería ser la misión específica del proyectista de obras, del constructor de las mismas y de los funcionarios del Estado vinculados a ellas, cuanto a los procedimientos específicos de toda tarea de proyecto bien realizada. Al cumplimiento efectivo de todas estas funciones específicas de los Ingenieros habrá que volver, si se aspira efectivamente a tener un futuro mejor y, además, definido por nosotros mismos sin presiones indebidas ni imposiciones inaceptables.

Respecto a la función social del Ingeniero

1) Se proyectó un camino de doble mano que permitiera, para esa época y para muchos años por delante, tener un tránsito y un tráfico automotores fluidos, rápidos y eficientes. La idea sólo se concretó más de ochenta años después, con la construcción de la Autopista La Plata – Buenos Aires, la cual, casi desde su inauguración resulta evidentemente insuficiente. Imaginar el futuro con acierto, para que cuando llegue se tengan preparadas las herramientas que permitirán resolver los problemas que ese mismo futuro acarreará, es una tarea insoslayable del Ingeniero.

2) Se evitaron las intersecciones a nivel entre el camino y las vías férreas, dando por sentado que, en un futuro no lejano, ambos sistemas deberían trabajar en conjunto y sin interferirse, posibilitando así un armónico y desahogado desarrollo nacional; incluso se previó la posible electrificación del ferrocarril. Hoy, con el sistema ferroviario destruido por años de desaciertos, y con caminos inseguros y completamente saturados en su capacidad de absorción de mayores volúmenes de transporte, nos encontramos con un país que afortunadamente crece mucho y seguramente seguirá creciendo, pero que no está debidamente preparado para hacerlo armónicamente. Más aun, por ejemplo, se estima que en los próximos 10 años se duplicará la producción agropecuaria; corresponde a los gobiernos actuales resolver estos problemas de transporte de hoy y, fundamentalmente, de mañana; sin embargo por ahí se escuchan voces que, en lugar de hablar de la efectiva recuperación de los extensos tendidos de vías aun hoy existentes, ¡hablan de construir un “tren bala” entre Buenos Aires y Rosario!

3) La obra del camino se construyó dentro de los plazos previstos. En efecto, si a los 33 meses de obra indicados en el contrato, que no incluían los puentes de más de diez metros, se le agregan los días en que no se pudo trabajar por lluvia, y se tiene en cuenta que el último puente se encargó en julio de 1914, es decir, 35 meses después de iniciados los trabajos, que este era metálico, y que sus estribos de mampostería ya estaban construidos para esa época, resulta evidente que el plazo de obra prácticamente se cumplió. Esto debe adjudicarse por un lado, por supuesto, a la responsabilidad de la Empresa Contratista, pero, por

otro y fundamentalmente, a la eficiencia y eficacia de una administración de obras de ingeniería que tenía muy en claro su cometido: que los trabajos se hicieran bien y rápido.

4) Respecto al puente que nos ocupa hay tres lecciones que quiero recalcar:

a) Cuando un proveedor extranjero no pudo suministrar en tiempo y forma un bien necesario para el desarrollo nacional, no importa si deliberadamente o no, el Estado buscó de inmediato caminos alternativos que permitieran decidir por nosotros mismos nuestro futuro, sin atarlo a las decisiones o inconvenientes de nadie;

b) Cuando, decidido el cambio del puente original de acero por uno de hormigón armado, material absolutamente novedoso para la época, la Contratista no se avino a realizarlo, el Departamento de Ingenieros emprendió la construcción por sí mismo y concretó la obra en un plazo que aun hoy sería destacable, demostrando así que el desarrollo futuro de la sociedad no podía ser frenado por las conveniencias, intereses o caprichos del capital privado;

c) Finalmente, la obra se construyó en término y, cosa que hoy parece de ciencia ficción, dentro del presupuesto autorizado. Todos estos logros no implican ningún misterio o secreto, simplemente se debe contar con hombres probos, bien formados y conscientes de sus responsabilidades sociales y de las limitaciones de los conocimientos de cada época.

Respecto a la tarea específica de los Ingenieros Proyectistas y Constructores

1) Buscar una tipología estructural que se adapte de la mejor forma posible al material a utilizar y que responda adecuadamente al problema que debe resolverse;

2) Tener bien en claro a partir de qué hipótesis se desarrollan los cálculos, y verificar que la obra que se proyecta caiga dentro de los límites de validez de los mismos; caso contrario, efectuar las verificaciones que corresponda, teniendo en cuenta todas las posibles variantes que puedan existir en el cumplimiento de dichas hipótesis por parte de la estructura;

3) Preparar planos de obra completos y con todos los detalles e indicaciones necesarias y suficientes como para la que la obra que se ejecute responda en su funcionamiento a la imaginada por el proyectista;

4) Efectuar un prolijo y completo control de los materiales que habrán de utilizarse;

5) Efectuar un completo y preciso control de las tareas atinentes a la construcción de la obra y cerciorarse de que la preparación de los operarios necesarios sea por lo menos la adecuada;

6) Finalmente, una lección de solvencia profesional: se estaba trabajando con un material nuevo cuyos límites de aplicación eran aun desconocidos en su gran mayoría, para compensar esto y no correr riesgos indebidos, se complementó a las hipótesis utilizadas, referentes al trabajo

resistente del material, con una serie amplia de ensayos de los materiales a emplear y de análisis de qué pasaría si dichas hipótesis no fuesen cumplidas por el hormigón armado en la obra proyectada. La inusual permanencia de la obra en condiciones de servicio, constituye una muestra clara no sólo de la seriedad profesional y de la capacidad creativa puestas en juego para materializarla utilizando procedimientos de cálculo bastante limitados y rudimentarios frente a su complejidad, sino, además, de que si se actúa con seriedad teórica y creatividad razonada es posible avanzar hacia nuevas concepciones sin correr riesgos innecesarios en la enorme mayoría de los casos.

Muchas de estas últimas seis conclusiones parecen verdades de “Pero Grullo”. Tal vez lo sean. Pero si en la práctica profesional se cumplieran aunque sea sólo en una proporción razonable, no nos encontraríamos hoy con muchos de los problemas con los que nos encontramos.

BIBLIOGRAFÍA

- GERARDI, DONATO: “CAMINO AFIRMADO DE LA PLATA A AVELLANEDA”, editado por el Ministerio de Obras Públicas de la Provincia de Buenos Aires, La Plata, 1916.
- PRESENT STRENGTH AND SERVICEABILITY CHARACTERISTICS OF A REINFORCED CONCRETE ARCH BRIDGE IN USE SINCE 1916, Di Maio, A.A, Lima, L.J, Longoni, R, y Traversa, L.P. Troisième Conference Internationale sur les Ponts en Arc, París, septiembre de 2001.
- LEY AUTORIZANDO LA CONSTRUCCIÓN DEL FERROCARRIL Y CAMINO AFIRMADO DE LA PLATA A AVELLANEDA – Pliego de Bases y Condiciones para la Construcción del Camino de Granito con base de hormigón de cemento pórtland, Ministerio de Obras Públicas de la Provincia de Buenos Aires, La Plata, 1913.

EL ATAQUE DE SULFATOS EN HORMIGONES

Edgardo. F. Irassar, Angel A Di Maio y Oscar Batic †

Resumen

En este trabajo se presenta un estudio de campo de diferentes hormigones expuestos en suelo salino durante 22 años. Los hormigones ($a/c+x = 0.52$; CUC = 300 kg/m³) contienen un cemento portland normal (CPN) y distintas proporciones de ceniza volante, puzolana natural o escoria. Como referencia se usó un cemento portland ARS. Se moldearon probetas cilíndricas (150 x 300 mm) y vigas (150 x 150 x 900 mm), las cuales fueron parcialmente enterradas, mientras que las probetas prismáticas (70 x 100 x 400 mm) fueron totalmente enterradas en el suelo permeable conteniendo sulfatos. El deterioro fue evaluado periódicamente con el aspecto visual, la variación del peso, el módulo dinámico y la velocidad ultrasónica. La microestructura del hormigón se evaluó mediante el análisis de difracción de rayos X y la observación al microscopio óptico.

Los hormigones con CPN mostraron un rápido deterioro de la zona enterrada con fisuras y expansiones que llevaron a la pérdida de masa al cabo de 5 años. El deterioro es atribuido a la formación de ettringita y yeso que se aloja en las fisuras e interfases. En los hormigones con 20% de ceniza volante o puzolana natural, este deterioro ocurrió en forma muy lenta. Los hormigones que contienen alto volumen de adiciones minerales presentan un comportamiento equivalente o superior al del hormigón elaborado con cemento ARS en la zona enterrada. Estos hormigones presentan un buen aspecto visual, sin fisuras en los bordes, y se mantiene la resistencia y el módulo de elasticidad. El análisis microestructural permite atribuir este comportamiento a la eliminación de CH, que desfavorece la formación de ettringita y yeso y mejora la interfase pasta-agregado. Sin embargo, estos hormigones presentan un elevado grado de deterioro sobre el nivel del suelo, caracterizado por el descascaramiento progresivo de la superficie atribuido a la cristalización de sales.

INTRODUCCION

Desde principios del siglo XX, se reconoció que el cemento Portland presenta una baja resistencia a las aguas conteniendo sulfatos debido a la formación de la ettringita, llamado bacilo del cemento por Michaelis [1].

El ataque externo por sulfato ocurre cuando los SO_4^{2-} presentes en el agua o en el suelo circundante a la estructura de hormigón, penetran en el mismo a través de distintos mecanismos de transporte y reaccionan con algunos compuestos de la pasta en forma simultánea y/o sucesiva causando la expansión, fisuración y/o ablandamiento que

finalmente provoca la caída de la resistencia mecánica y la pérdida de masa. Este deterioro en las estructuras de hormigón expuestas a suelos o agua subterráneas que contienen sulfatos es ampliamente conocido [2-4].

Las fuentes externas de SO_4^{2-} en el agua subterránea están casi siempre relacionadas a terrenos conteniendo yeso ($CaSO_4 \cdot 2H_2O$), sulfatos alcalinos (Na_2SO_4 , K_2SO_4 y $MgSO_4$) o la presencia de pirita. También se encuentran presentes en aguas residuales de ciertos procesos industriales y en las piletas de tratamiento de agua debido a las sales de floculación usadas ($Al_2(SO_4)_3$).

La naturaleza del ataque de sulfatos depende del catión presente. En los suelos selenitosos, el ataque es moderado debido a que el yeso presenta una solubilidad limitada a temperatura ambiente (1.44 g/l SO_4^{2-}), que sólo permite la formación de ettringita. En los suelos conteniendo sulfatos muy solubles, por ejemplo (Na_2SO_4) o (K_2SO_4), la degradación es severa con formación de ettringita y yeso. En el caso de los suelos fertilizados, el sulfato de amonio (NH_4SO_4) es muy destructivo porque el amonio produce la disolución del CH y provoca una importante caída del pH del sistema que causa la inestabilidad del C-S-H. En el caso del $MgSO_4$, el ataque de Mg^{2+} a la pasta es muy perjudicial cuando las concentraciones son elevadas [5].

En Argentina, vastas zonas presentan suelos con concentraciones importantes de sulfatos, entre las cuales cabe citar a las grandes extensiones de la Patagonia, importantes áreas de San Juan, Mendoza, San Luis y Santiago del Estero, una gran extensión de la zona costera anegadiza de la provincia de Buenos Aires bordeada por el Río de La Plata y Río Paraná [6].

Mecanismos de ataque externo por sulfatos

El ataque externo de sulfatos es el resultado de distintos mecanismos de degradación que actúan simultáneamente, entre ellos: (a) la formación de ettringita, (b) la formación de yeso, (c) la formación de thaumasita, (d) la formación de brucita, yeso y descomposición del C-S-H, y (e) la cristalización de sales.

La formación de ettringita (AFt) produce un aumento de volumen en la masa del hormigón endurecido como resultado de la reacción entre los SO_4^{2-} y las fases AFm de la pasta proveniente de la hidratación de cementos con elevado C_3A . Las fases AFm derivadas de la hidratación del C_4AF también pueden formar ettringita en presencia de SO_4^{2-} , pero esta reacción es mucho más lenta [7]. Se han expuesto varias teorías para explicar el proceso expansivo de la formación de ettringita y todos coinciden

en la importancia de una elevada concentración de Ca^{2+} en la solución de poros [8,9].

La formación de yeso ($\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$) es el resultado de la reacción entre los SO_4^{2-} provenientes del ambiente y el CH formado durante la hidratación de los silicatos de calcio [10]. Varios autores [11,12] sostienen que la cristalización de yeso ocurre cuando cesa la cristalización de ettringita, como un compuesto intermedio del ataque que se vuelve a disolver y recristaliza donde existe espacio disponible (poros, fisuras e interfases) a medida que penetra el frente de ataque. La formación de yeso es dependiente del pH del ambiente, produce la descalcificación progresiva de la pasta y el ablandamiento de la capa exterior del mortero u hormigón [13-15].

La formación de thaumasita ($\text{CaSiO}_3 \cdot \text{CaSO}_4 \cdot \text{CaCO}_3 \cdot 15\text{H}_2\text{O}$) es el último estado de la degradación del mortero u hormigón en ambiente con sulfatos cuando el mismo contiene agregados o filler calcáreo, o cuando está expuesto en atmósferas ricas en CO_2 [16-17]. En esta reacción, el C-S-H y el CH de la pasta de cemento son transformados a yeso y thaumasita. La descalcificación de la pasta por el ataque de sulfatos (generalmente acompañado por Mg^{2+} o bajo pH), produce la descomposición del C-S-H que provee la SiO_4^{2-} para reaccionar con los iones carbonatos (desde la fuente interna o externa) y los iones sulfatos de la solución. Este ataque es más severo en un ambiente con elevada humedad relativa y una temperatura reducida (cerca a los 5°C) o cuando el ambiente es relativamente ácido o en presencia de magnesio o amonio. La thaumasita también puede formarse en cementos de bajo contenido de C3A (ARS), mostrando que la ettringita puede ser la causa de fisuración pero no necesariamente el precursor de la thaumasita [18].

La formación de brucita, yeso y descomposición del C-S-H es el resultado de la presencia de Mg^{2+} en la solución de sulfatos, mecanismo que está fuera del alcance del presente estudio.

La cristalización de sales de sulfato en su forma hidratada ($\text{Na}_2\text{SO}_4 \cdot 10\text{H}_2\text{O}$) o anhidra (Na_2SO_4) ocurre en forma reversible por los ciclos de secado y mojado o por leves cambios en la temperatura y/o la humedad relativa del ambiente de exposición [19]. La cristalización se produce cuando la concentración de solutos excede la concentración de saturación. Si la cristalización ocurre en la superficie del material se forman eflorescencias, pero si la cristalización ocurre en los poros, se producen tensiones internas que fisuran el hormigón. Este proceso es puramente físico, ya que los compuestos de la pasta de cemento no se encuentran involucrados.

Prevención del ataque

Los principales métodos que se utilizan en los reglamentos para prevenir el ataque externo de sulfatos son:

- (a) la reducción de permeabilidad del hormigón para lo cual se limita la relación a/c, se dispone de un contenido mínimo de cemento
- (b) la reducción de la cantidad de C3A en el cemento portland con el uso de un cemento ARS o

(c) el uso de adiciones minerales activas tales como la escoria de alto horno, las puzolanas naturales, la ceniza volante de bajo calcio y humo de sílice en los ambientes muy severos

Los mecanismos de transporte de los SO_4^{2-} en el hormigón incluyen el flujo de iones a través de la red de poros por permeabilidad, succión capilar y difusión. La reducción de la permeabilidad del hormigón es considerada un factor primordial para prevenir el ataque de sulfatos [20,21]. La permeabilidad depende principalmente de la razón a/c, del contenido de cemento y del desarrollo de las reacciones de hidratación (grado de hidratación) que reducen el volumen de poros capilares. En el cemento portland, cuando el volumen de poros capilares es menor al 18%, la porosidad se desconecta y la permeabilidad se reduce sensiblemente. La absorción capilar, un caso particular de la permeabilidad, es el principal mecanismo de transporte en las estructuras de hormigón que están sujetas a ciclos de mojado y secado. La intensidad de este fenómeno depende del grado de saturación previo de la estructura de poros, influenciado por las condiciones climáticas (humedad relativa, temperatura, velocidad de evaporación) y de los ciclos de mojado y secado. Desde el punto de vista del hormigón, la absorción capilar depende de la distribución de tamaño de poros, su conectividad y la tipología superficial de la estructura de poros [22]. La difusión es el transporte de masa debido a un gradiente de concentración de iones sulfatos [SO_4^{2-}]. En el hormigón, el coeficiente de difusión es una propiedad que depende del tiempo de exposición [23], el tamaño máximo del agregado [24], de la interacción entre los SO_4^{2-} con la pasta de cemento que modifica la porosidad del hormigón [25] y de la presencia del CO_2 en el agua que puede dar lugar a la formación de CaCO_3 o del pH que puede modificar la solubilidad de ciertos compuestos de la pasta.

En general, los hormigones con una baja relación agua/cemento, un elevado contenido unitario de cemento, bien compactados y apropiadamente curados presentan una baja permeabilidad y consecuentemente una buena resistencia a los sulfatos independientemente del tipo de cemento usado en su elaboración [26].

Para aumentar la resistencia a los sulfatos del hormigón en ambientes agresivos, generalmente los reglamentos requieren un control de los compuestos inestables en la pasta de cemento, para ello proponen utilizar un cemento portland altamente resistente a los sulfatos (ARS o ASTM Type V) o un cemento con adiciones minerales activas.

Para prevenir la formación de ettringita, la mayoría de las normas proponen una limitación del contenido de C_3A (3 y 5 %) en la definición del cemento portland altamente resistente a los sulfatos y una limitación del contenido de C_4AF a través de una función que combinan las fases que aportan aluminio $2\text{C}_3\text{A} + \text{C}_4\text{AF} < 25\%$ (ASTM C 150) ó $\text{C}_3\text{A} + \text{C}_4\text{AF} < 22\%$ (IRAM 50000). Para estos cementos no se limita el contenido de C_3S , el cual produce un importante incremento en la cantidad del CH liberado durante la hidratación que juega un rol decisivo en varios de los mecanismos de ataque por sulfatos [27].

Las adiciones minerales activas, que consumen el CH durante su hidratación, presentan características químicas y físicas que varían ampliamente y consecuentemente

pueden presentar diferentes contribuciones para prevenir los distintos mecanismos de ataque de sulfatos. Generalmente, las adiciones minerales activas (escoria granulada de alto horno, puzolana natural, ceniza volante, humo de sílice, el metacaolín) mejoran la resistencia a los sulfatos del hormigón cuando son incorporadas en proporciones adecuadas, no aumentan el consumo de agua, no incluyen compuestos inestables y el hormigón es curado adecuadamente. Este mejoramiento se atribuye a: 1) remueve el CH liberado durante la hidratación de los silicatos de calcio, 2) reduce la permeabilidad de la matriz debido al refinamiento del tamaño de poros, 3) diluye el contenido de C_3A cuando se reemplaza en parte del cemento, 4) crean un ambiente desfavorable para la formación de ettringita expansiva, y 5) mejora las propiedades de la zona de transición pasta-agregado [28].

La incorporación de escoria granulada de alto horno, un subproducto de la fabricación del hierro, reduce la porosidad capilar y el contenido de CH proveyendo una microestructura extremadamente densa, que aumenta la inmunidad ante el ataque de sulfatos. Los cementos conteniendo escoria pueden presentar una baja resistencia a los sulfatos cuando el porcentaje de escoria es inapropiado (menor al 50%) o la escoria presenta una elevada proporción de alúmina ($Al_2O_3 > 15\%$) en su composición. Los cementos que contienen más del 65% en masa de escoria tienen un comportamiento similar a un cemento ARS, independientemente del contenido de Al_2O_3 de la escoria según la experiencia Alemana o las recomendaciones inglesas [29].

El comportamiento del cemento puzolánico en ambientes con sulfatos depende de la naturaleza del clinker, la naturaleza de la puzolana, la finura de la misma y la cantidad de reemplazo. La naturaleza de las puzolanas presenta variaciones muy marcadas de la composición química y mineralógica porque dependen de su origen geológico. Las puzolanas naturales de clase N ($SAF = SiO_2 + Al_2O_3 + Fe_2O_3 > 70$) según ASTM C 618 de buena actividad puzolánica y bajo consumo de agua, generalmente contribuyen a la resistencia a los sulfatos [30]. El humo de sílice, con más del 90 % de SiO_2 reactiva, provee una excelente resistencia en ambientes conteniendo Na_2SO_4 cuando el reemplazo es del 10% en peso de cemento. Sin embargo, varios autores [31-33] también coinciden que la adición de humo de sílice puede desmejorar el comportamiento del hormigón frente al ataque de $MgSO_4$ [34].

Las cenizas volantes, obtenidas de la combustión del carbón en las plantas de generación eléctrica, se clasifican según su composición química ($SAF = SiO_2 + Al_2O_3 + Fe_2O_3$) en dos clases (ASTM C 618). La ceniza volante Clase F o de bajo calcio tiene un $SAF > 70\%$ y derivan del carbón bituminoso o de la antracita, los cuales contienen en pocas oportunidades más del 15% de CaO. La ceniza volante Clase C o de alto calcio ($SAF > 50\%$) generalmente contiene más del 20% de CaO en su composición. Los hormigones elaborados con una combinación de CPN y ceniza volante Clase F tienen una buena resistencia a los sulfatos cuando el porcentaje de ceniza está entre 25 y 40% [7]. Sin embargo, las cenizas de alto calcio pueden presentar C_3A en su constitución y disminuir la resistencia a los sulfatos.

En este trabajo se analiza el comportamiento de hormigones con distintas proporciones de adiciones minerales activas expuestos en un ambiente con elevado contenido de sulfatos. El comportamiento de los hormigones fue valorado por el aspecto visual, las propiedades ingenieriles y las características mineralógicas de las probetas de hormigón expuestos durante 22 años.

DETALLES EXPERIMENTALES

En este programa los hormigones fueron elaborados con cemento portland normal (CPN – $C_3A \approx 8.5\%$) y con diferentes adiciones minerales activas (ceniza volante, puzolana natural y escoria). Como referencia se utilizó un hormigón elaborado con cemento portland normal altamente resistente a los sulfatos (CPN-ARS $C_3A \approx 2\%$).

El CPN fue reemplazado en 20 y 40 % en peso por ceniza volante proveniente de la planta termoelectrica de A&E (San Nicolás) Clase F (ASTM C 618) y por una puzolana natural proveniente de Mendoza Clase N (ASTM C 618), y un reemplazo del 80 % en peso para la escoria granulada de alto horno proveniente de la planta de Somisa (San Nicolás). Los agregados utilizados fueron una mezcla de arena silícea natural con un módulo de finura de 2.75 y piedra partida granítica con un tamaño máximo de 25 mm. Las características químicas y físicas de los cementos y las adiciones pueden encontrarse en publicaciones previas [35].

Los resultados del ensayo de Koch & Steinegger mostraron que el CPN es un cemento no resistente a los sulfatos, y el CPN-ARS es resistente a los sulfatos. Las mezclas CPN con las distintas adiciones usadas también fueron clasificadas como resistentes a los sulfatos [36].

Las mezclas de hormigón fueron proporcionadas conteniendo 300 ± 20 kg/m³ de material cementíceo, una razón arena:agregado grueso de 0.58 y una razón $a/(c+x)$ de 0.52 ± 0.01 donde x representa el contenido en peso de la adición. Las proporciones fueron levemente ajustadas para obtener un asentamiento de 70 ± 20 mm. Para el hormigón H2, el contenido de aire incorporado fue 4.4% utilizando un agente incorporador de aire en base a resina vinsol neutralizada.

En las Tablas 1a y 1b se resumen las proporciones y las principales características de los hormigones estudiados. Información más detallada sobre la composición de los materiales y mezclas pueden consultarse en trabajos previos [35,37].

Para cada mezcla, se moldearon 30 probetas cilíndricas (150 x 300 mm), 8 probetas prismáticas (70 x 100 x 400 mm) y 2 vigas (150 x 150 x 900 mm), las cuales fueron curadas durante las primeras 24 horas en los moldes (48 h para el H7) en ambiente de laboratorio, desmoldadas y seguidamente curadas en agua durante 27 días. Luego del curado húmedo, las probetas fueron colocadas en el campo experimental. Las probetas cilíndricas y las vigas fueron enterradas hasta la mitad de su altura, mientras que los prismas fueron totalmente cubiertos (Fig. 1). En el laboratorio se almacenaron testigos de control para cada mezcla y tipo de probeta.

Tabla 1a: Proporciones de los hormigones en estudio.

		Materiales, kg/m ³				
		Agua	Cemento	Adición	Agregado Fino	Agregado Grueso
H1	CPN	167	314	-	703	1215
H2	CPNa	155	293	-	697	1206
H3	20% C Volante	162	245	61	699	1209
H4	40% C Volante	158	182	121	689	1195
H5	20% Puzolana	161	246	61	702	1210
H6	40% Puzolana	159	184	123	699	1198
H7	80% Escoria	167	63	253	698	1207
H8	CPARS	163	308	-	704	1214

Tabla 1b: Principales características de los hormigones en estudio.

Mezcla		Asentamiento (mm)	PUV (kg/m ₃)	Aire, (%)	Resistencia a compresión 28 días, (MPa)
H1	CPN	70	2404	1.3	24.0
H2	CPNa	60	2354	4.4	22.6
H3	20% C Volante	65	2378	1.4	21.9
H4	40% C Volante	50	2345	1.8	16.1
H5	20% Puzolana	60	2382	1.7	22.9
H6	40% Puzolana	70	2364	1.8	20.9
H7	80% Escoria	80	2389	1.2	18.1
H8	CPARS	75	2389	1.5	31.3



Figura 1: Vista del campo experimental de exposición

Al momento de la exposición (28 días), la resistencia a compresión de los hormigones con adiciones fue menor que la correspondiente al hormigón de referencia (H1). Los estudios de laboratorio [38] mostraron que el hormigón con 20% de ceniza volante (H3) superó al patrón (H1) a los 90 días y para el 40% (H4) no alcanza al patrón al año. En los hormigones con puzolana natural (H5 y H6), la resistencia fue mayor a los 90 días para los dos porcentajes de reemplazo, mientras que el hormigón H7 tuvo una resistencia menor al patrón luego de un año de curado en agua. La resistencia a compresión del hormigón H8 fue mayor desde las primeras edades.

Para caracterizar el hormigón mediante diferentes parámetros durables, se determinó la absorción, absorción capilar y la pérdida de agua por evaporación. Las determinaciones se realizaron sobre muestras procedentes de las probetas de 70 x 100 x 400 mm, luego de curadas 28 días en agua.

Absorción de agua por inmersión: Las probetas se sumergieron en agua durante 48 horas, se secaron superficialmente, se obtuvo el peso saturado superficie seca (W_{ss}) y se secaron en estufa a 105 °C hasta peso constante (W_d). Luego se calculó la absorción de agua que se informa en la Fig. 2. Las mezclas mostraron una absorción entre el 4 y 3%, siendo menor en los hormigones con 20 y 40% de puzolana natural, seguidos por los hormigones con ceniza volante y levemente mayor en el hormigón con escoria.

Absorción de agua por capilaridad: Las probetas se colocaron verticalmente en una cubeta, apoyadas sobre varillas de vidrio, sumergidas en agua hasta 50 mm de altura de las mismas. Antes de sumergirlas se trazó una línea en el centro de cada cara de la probeta para identificar la altura de ascensión capilar. La cubeta permaneció tapada para evitar la evaporación del agua absorbida. A las 48 horas se midió la altura alcanzada por el agua en cada cara de la probeta y se realizó el promedio de las cuatro mediciones. Seguidamente, las probetas fueron pesadas para establecer el porcentaje de agua absorbida por capilaridad. Los resultados de ambas determinaciones de absorción se indican en la Fig. 2. Con respecto al hormigón H1, el porcentaje y altura de absorción capilar fue mucho

mayor en el hormigón H7 con escoria, ligeramente mayor en los hormigones con 40% de adición (H4 y H6), y de un valor similar para los que contienen 20% (H3 y H5). El hormigón con CPARS presenta menores valores de absorción y ascensión capilar.

Pérdida de agua por evaporación: Fue determinada hasta los 90 días mediante el ensayo de contracción por secado del hormigón sobre probetas prismáticas expuestas luego de 28 días de curado en agua a un ambiente de 20°C y 50% de HR. Los resultados se indican en la Fig. 3, observándose una mayor pérdida de peso por secado en los hormigones con alto contenido de escoria (H7), los que contienen ceniza volante (H3 y H4) y en menor medida los que contienen puzolana natural (H5 y H6).

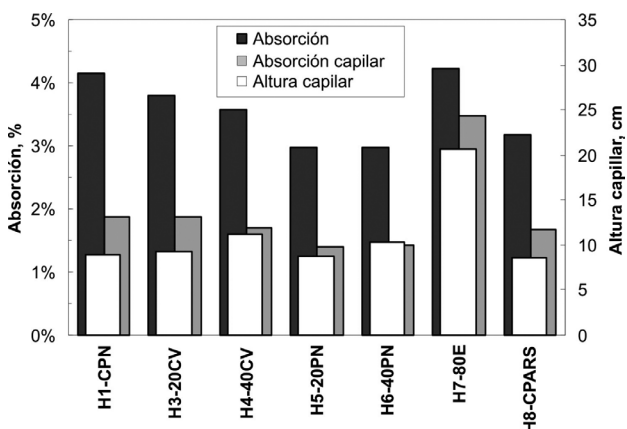


Figura 2: Absorción y ascensión capilar de los hormigones en estudio.

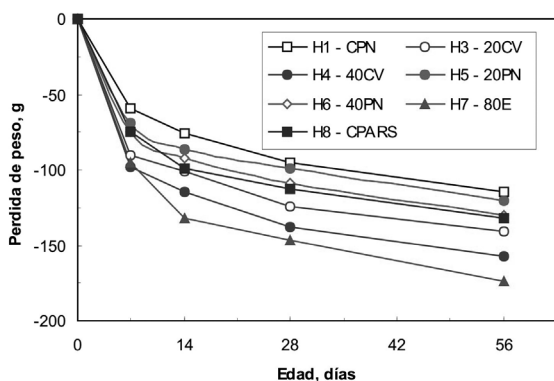


Figura 3: Pérdida de agua de los hormigones expuestos a un ambiente de 20 °C y 50 % HR.

Ambiente de exposición

El sitio experimental está ubicado en cercanías de la ciudad de La Plata (Argentina), la cual presenta un clima templado húmedo. La variación de la temperatura máxima, media y mínima mensual se informa en la Fig. 4a. En verano, la temperatura máxima media mensual es cercana a los 30°C y en invierno la temperatura mínima media mensual cercana a los 5°C. Los datos extremos corresponden a una máxima de 43°C y una mínima -5,7°C. La diferencia entre la temperatura media máxima y mínima mensual varía entre 9 y 12°C durante los distintos meses del año. La humedad relativa media anual es del 77%, variando entre 70% en verano (enero) a 85% en invierno (julio). En todas las estaciones del año, la temperatura y

la humedad relativa varían considerablemente entre la noche y el día (Fig. 4b). La marcha diaria de la humedad relativa es, normalmente, inversa a la de la temperatura. Durante el día, al aumentar la temperatura, la humedad relativa disminuye, mientras que hacia la noche ocurre un fenómeno inverso. La precipitación media anual es de 1040 mm con una distribución estacional de lluvias bastante regular, aunque se produce una disminución apreciable en invierno. El régimen de lluvias permite suponer que las probetas están sometidas a 15-20 ciclos de mojado y secado por año.

El suelo fue clasificado como una arena limosa y contiene aproximadamente 1.0 % en peso de sulfato de sodio, cuyo análisis completo se presenta en la Tabla 2. Este ambiente es clasificado como muy agresivo, recomendándose emplear un hormigón de baja relación a/c (<0,40) y cemento ARS más puzolanas [17, 39-40].

Tabla 2: Concentración en % en peso de suelo de las especies en el suelo durante la primavera.

Sal	1988 (0 años)	1991 (3 años)	1993 (5 años)
SO ₄ ²⁻	0.97	1.02	0.93
Mg ²⁺	0.25	0.23	0.21
Cl ⁻	0.03	0.05	0.06
Na ⁺	0.35	0.30	0.32
pH	7.5	7.8	8.1

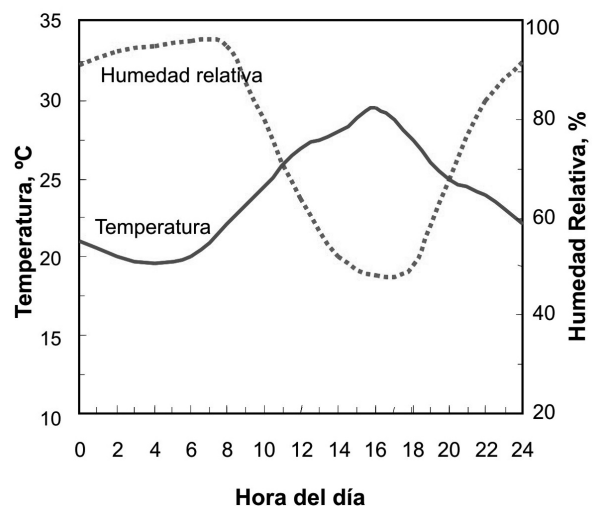
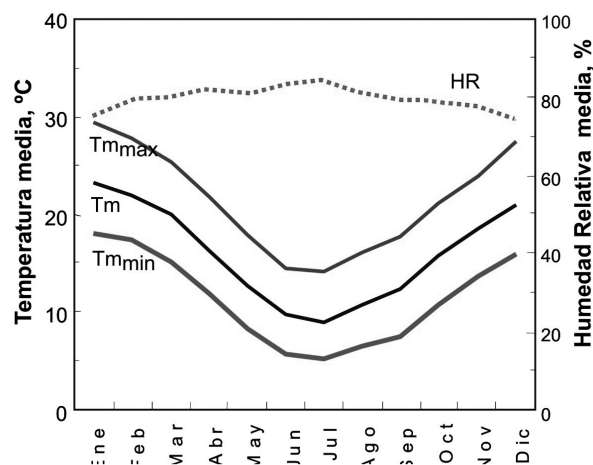


Figura 4: a) Temperatura y humedad media mensual en La Plata. b) Variación diaria típica de la temperatura y HR en el mes de marzo.

Evaluación del deterioro

Las probetas fueron inspeccionadas cada seis meses durante los primeros dos años y luego a los 3, 4, 5, 7, 10, 15 y 22 años de exposición.

Debido a la particularidad que presenta este ataque, el aspecto visual se evaluó en la parte superior e inferior de cada probeta semienterrada y se fotografió por cada serie una probeta que presenta un aspecto visual medio. Para este fin se adoptó en la parte superior la escala visual (ver Tabla 3) propuesta por Malhotra et al. [41] y una escala visual basada en las manifestaciones del ataque en la zona inferior, la cual también se ha usado para evaluar las probetas prismáticas.

En cada cara de las vigas semienterradas se midió la altura del deterioro superficial desde el nivel del suelo hasta donde se observaron los agregados gruesos expuestos.

A los seis meses de exposición, se determinó el número de rebote con un martillo de Schmidt clase N (ASTM C-805) sobre las probetas cilíndricas expuestas en el suelo y en el laboratorio (Tabla 4). Los resultados obtenidos muestran un incremento significativo del número de rebote en las probetas expuestas, debido en gran medida a la carbonatación o la densificación de la superficie por el ataque. La impronta que deja el ensayo sobre los cilindros, que debilitan la zona, llevaron a discontinuar el ensayo.

Durante cada inspección, los cilindros y los prismas fueron pesados, y se calculó la pérdida de peso como la diferencia con el peso inicial. También se determinó el módulo de elasticidad dinámico (Ed) según el procedimiento descrito en ASTM C 215.

Para todos los tipos de probetas se evaluó la velocidad del pulso ultrasónico, midiendo el tiempo de pasaje de la onda ultrasónica a través de la mayor dimensión de la probeta

Tabla 3: Escala visual adoptada para evaluar el deterioro de las probetas cilíndricas en su parte superior y en la zona enterrada.

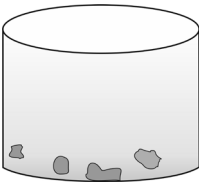
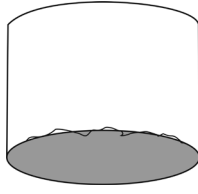
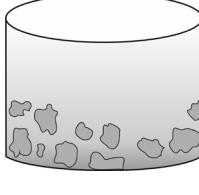
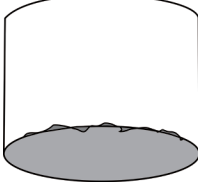
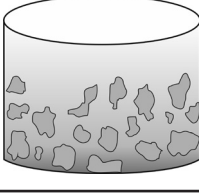
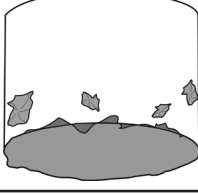
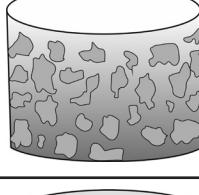
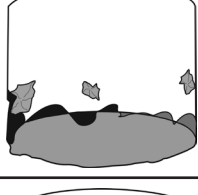
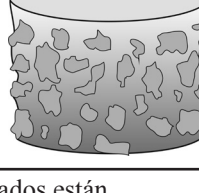

RV	Probeta sobre la superficie		Probeta enterrada	
0	No hay agregados expuestos		No hay deterioro visible.	
1	Menos de 10 agregados expuestos		Leves fisuras en los bordes.	
2	Más de 10 agregados expuestos		Algunas esquinas con deterioro y/o algunas fisuras en los bordes.	
3	50 % de los agregados cercanos a la superficie expuestos		Deterioro en las esquinas y/o fisuras anchas en los bordes	
4	80 % de los agregados superficiales están expuestos		Fisuración extensas en los bordes y expansión en la superficie de la probeta	
5	Los agregados superficiales están expuestos mas del 20% de su perímetro		Perdida de masa en las esquinas o bordes de la probetas	
6	90 % de la superficie de los agregados están expuestos sobre la mitad de su perímetro		95% de pérdida del material especialmente en los bordes de la probetas	
7	80% del volumen de la probeta remanente		80% del volumen de la probeta remanente	
8	50% del volumen de la probeta remanente		50% del volumen de la probeta remanente	
9	20 % del volumen de la probeta remanente.		20 % del volumen de la probeta remanente	
10	La probeta se ha desintegrado		La probeta se ha desintegrado	

Tabla 4: Resultados del número de rebote en la zona superior e inferior de las probetas cilíndricas expuestas y de las almacenadas en laboratorio

Hormigón	1 mes	6 meses		
	Lab.*	Lab.*	Expuestas en suelo	
			Arriba+	Abajo+
H1	17,4	19,4	29,3	28,2
H2	16,7	19,1	25,9	24,5
H3	15,5	19,8	24,6	24,4
H4	16,1	17,5	24,3	21,5
H5	15,5	17,8	27,3	26,1
H6	13,7	16,8	24,1	24,4
H7	12,1	14,5	18,6	19,5
H8	20,4	20,6	28,1	27,4

*Promedio de dos probetas

+ Promedio de diez probetas

(ASTM C-597). El tiempo fue medido en el centro de la probeta con un equipo portátil de 54 kHz de frecuencia y una precisión de medición 0.1 μ s. La velocidad ultrasónica se calculó como la longitud inicial del eje mayor de la probeta dividido el tiempo de pasaje de la onda determinado.

A los 5, 10, 15 y 22 años, dos probetas cilíndricas de cada hormigón fueron ensayadas para evaluar el módulo de elasticidad estático y la resistencia a compresión (ASTM C 39).

Todos los ensayos se realizaron sobre las probetas con el estado natural de humedad al momento de la inspección. El contenido de humedad de las probetas influye sobre la velocidad ultrasónica, la resistencia a compresión y en menor medida el módulo de elasticidad dinámico [42,43].

Análisis mineralógico

Análisis de difracción de rayos X:

A los 3 y 5 años, se obtuvieron muestras de la superficie a 50 mm desde la base superior y la inferior del cilindro para ser analizadas por DRX (Fig. 5a). Debe recordarse que la muestra superficial inferior permaneció en contacto con el suelo mientras que la muestra superficial superior estuvo en contacto con la atmósfera. También se analizaron muestras obtenidas del corazón de la probeta en la parte superior e inferior. El hormigón fue triturado para eliminar el agregado grueso y el mortero fue molido hasta pasar el tamiz 75 μ m (N° 200) para su posterior análisis en un Difractómetro Rigaku.

A los 7 años, las muestras analizadas por DRX fueron obtenidas del hormigón superficial de la porción superior de las vigas y de las eflorescencias que se depositan sobre la superficie del hormigón expuesto.

A los 15 años, se determinaron los perfiles del ataque de las probetas prismáticas mediante DRX. Para este fin se obtuvieron muestras pulverizadas de un prisma de hormigón (H2, H3 y H4) a distintas profundidades (0, 5,

10 y 20 mm) desde la superficie de moldeo (Fig. 5b). El material se obtuvo con un disco abrasivo, a la profundidad establecida, en forma perpendicular a la cara y dejando la misma distancia a los bordes del prisma, obteniendo una capa de 2 mm de espesor.

Para el análisis por DRX a 7 y 15 años se utilizó un difractómetro Philips X'Pert equipado con un monocromador de grafito usando radiación CuK α .

Análisis por microscopía óptica

Para el análisis por microscopía óptica, las secciones delgadas se obtuvieron de las probetas prismáticas. Para ello se aserró una tajada de la parte central del prisma, la cual fue impregnada en una resina de baja viscosidad, obteniéndose un corte delgado desde la cara superior hacia el núcleo de la probeta abarcando un ancho de 20 mm y una profundidad de 70 mm (Fig. 5c).

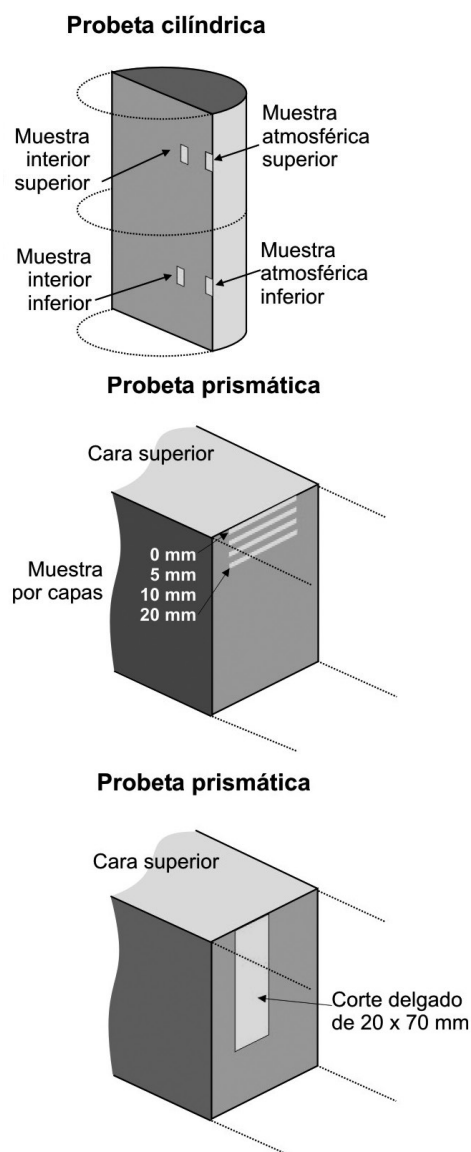


Figura 5: Obtención de las muestras para los análisis mineralógicos: (a) muestras para DRX de probetas cilíndricas; (b) muestras para DRX de probetas prismáticas y (c) muestras para microscopía óptica probetas prismáticas.

RESULTADOS

Evolución del aspecto visual

En la Figura 6 se muestra la evolución del aspecto visual de las probetas cilíndricas de los distintos hormigones que permanecieron semienterrados en el suelo salino. En la Fig. 6a se muestra el progreso del descascaramiento superficial de la zona superior de la probeta y la Fig. 6b muestra el progreso de la fisuración, expansión, rotura de bordes y pérdida de volumen de la zona inferior.

La Figura 7 muestra el aspecto visual de las vigas semienterradas a los 7, 10 y 22 años, en la cual es posible apreciar la altura que alcanza el deterioro sobre el nivel del suelo.

La Figura 8 muestra una composición fotográfica del aspecto visual de las probetas cilíndricas obtenidas en las distintas inspecciones realizadas.

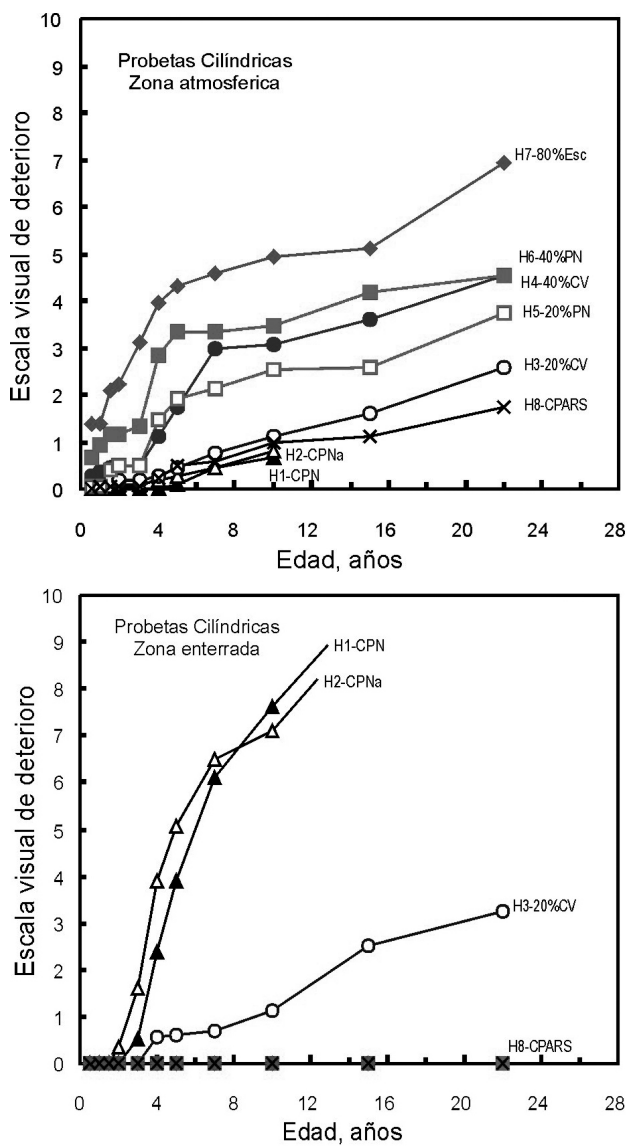


Figura 7: Fotografía del deterioro de las vigas a los 7, 10 y 22 años.

Figura 6: Evolución del daño según la escala visual en las probetas cilíndricas: (a) parte superior; (b) parte inferior



Figura 8: Composición del aspecto visual de las probetas cilíndricas

En la Figura 9 se informa la altura promedio de agregados expuestos en las caras de las vigas. La altura del deterioro creció a medida que transcurrió el tiempo de exposición. La altura del deterioro es mayor en los hormigones con adiciones y en aquellos con elevado contenido (H4, H6 y H7) supera los 20 cm. La mayor debilidad de esta cara también se observó en la altura del daño superficial, ya que los laterales y el fondo de la viga presentaron una menor altura de deterioro a todas las edades. En la Tabla 5 se informa la altura del deterioro a los 22 años, indicando la importancia de las prácticas constructivas en el progreso del ataque.

En las vigas y cilindros semienterrados, se observan claramente dos tipos de ataques, uno que ocurre por encima del nivel del suelo y el otro que ocurre en la zona en contacto con el suelo. Para ambos casos, desde el inicio se puede observar que el deterioro es más severo a la altura de la probeta en contacto con el suelo, como se muestra en los detalles de la Figura 10. Los hormigones sin adición (H1 y H2) no presentaron un deterioro significativo en la zona superior durante los diez años en los cuales se desintegró la parte inferior, mientras que los hormigones con alto contenido de adiciones (H4, H6 y H7) muestran un importante grado de ataque superficial que se ha incrementado desde el inicio de la exposición. El hormigón H8 no presentó un deterioro significativo hasta los diez años en la parte superior, mostrando una mayor cantidad de agregados expuestos a los 15 y 22 años.

En la zona de contacto con el suelo agresivo, el ataque se manifestó al inicio con fisuras en los bordes de los cilindros y las aristas de los prismas o vigas, luego se observó el desprendimiento de las esquinas y abultamientos en las superficies de las muestras debido a la formación de compuestos expansivos, mientras que el interior de la probeta se mantenía cohesionado.

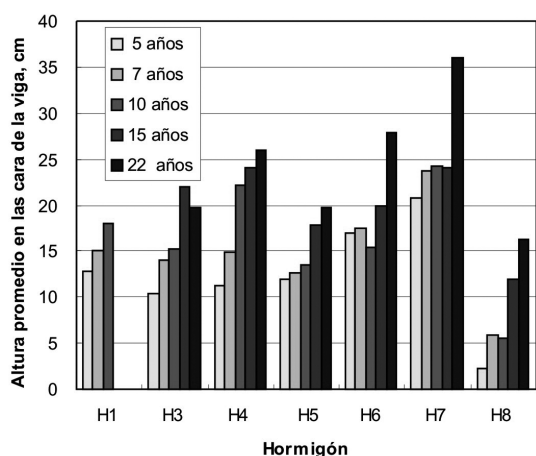


Figura 9: Altura del daño superficial en la cara de moldeo de las vigas

Tabla 5: Altura del deterioro superficial en las distintas caras de las vigas a los 22 años.

Cara de la probeta	Altura del deterioro, cm					
	H3	H4	H5	H6	H7	H8
Moldeo	23	26	21	28	40	18
Lateral	19	22	17	28	26	14

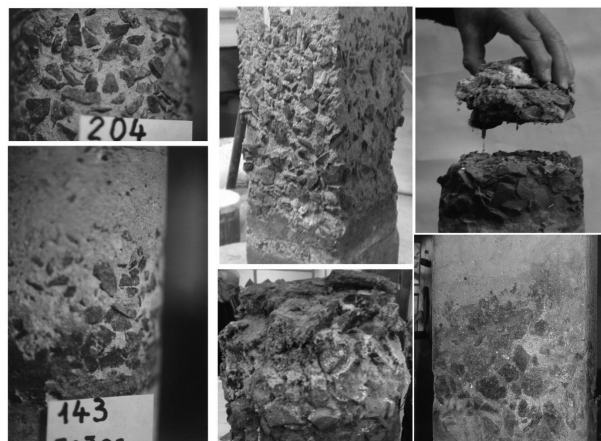


Figura 10: Detalle del deterioro a la altura del suelo en probetas cilíndricas y vigas: a) H7 a 5 años; b) H6 a 5 años; c) H7 a 15 años; d) y e) H7 a 22 años; f) H8 a 22 años.

Seguidamente se observó la pérdida del material debido al reblandecimiento y la pérdida de cohesión del hormigón, y finalmente el hormigón se ha transformado en una masa débil e incoherente. En las probetas cilíndricas y vigas de los hormigones H1 y H2, las fisuras se detectaron a los dos años; en los hormigones con 20 % de adición (H3 y H5) las mismas se manifestaron entre los 5 y 10 años, mientras que las probetas de los hormigones H4, H6, H7 y H8 no presentan este deterioro luego de 22 años de exposición. El deterioro de las probetas del hormigón H1 y H2 condujo progresivamente a la destrucción total después de diez años. La Figura 11 muestra detalles de las roturas que se observaron en los cilindros, prismas y vigas.

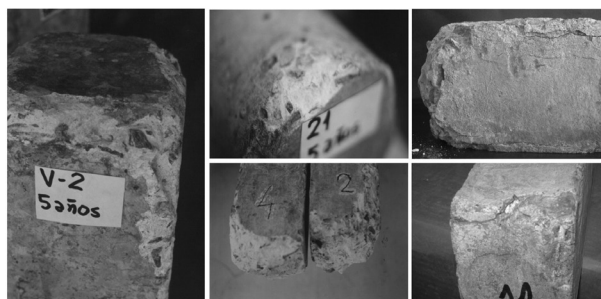


Figura 11: Detalles de la zona enterrada de probetas cilíndricas y viga: a) y b) H1 a los 5 años; c) H1 y H2 a los 10 años; d) H2 a los 15 años y e) H3 a los 22 años.

En la Figura 12 se puede observar la evolución del aspecto visual de los prismas que han permanecido enterrados. En la Figura 13 se muestra una composición fotográfica del aspecto visual de los prismas enterrados en el suelo salino durante 15 y 22 años, correspondientes a los hormigones H2, H3, H4 y H8.

En los prismas de los hormigones H1 y H2 se observaron algunas fisuras a lo largo de los bordes, las que se propagan hacia las esquinas a los dos años de inspección. A los 7 y 10 años, las esquinas se saltan y se observan algunos abultamientos en la superficie. Por último, a los 15 años hubo una gran pérdida de masa debido a que el hormigón se ha reblandecido y se disgrega fácilmente con los dedos de la mano. La parte central de una única probeta del hormigón H2 pudo analizarse a los 15 años. El hormigón

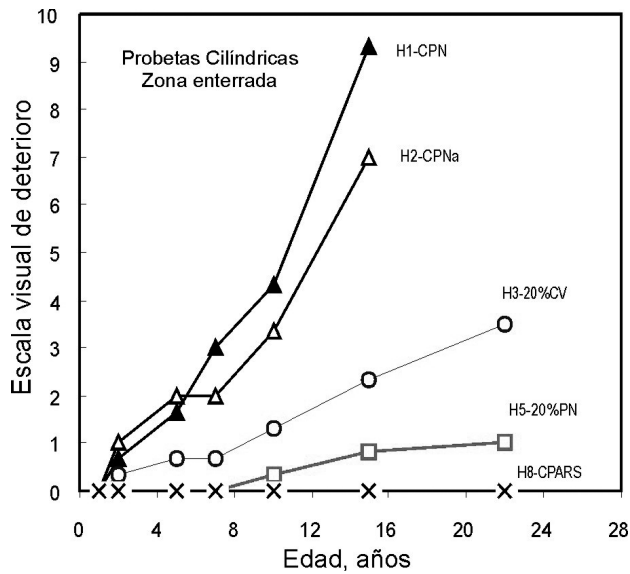


Figura 12: Evolución del deterioro por escala visual en los prismas enterrados.

H3 (20 %CV) presentó leves fisuras en los bordes de una probeta a los 3 años, y en todas las probetas a 10 años. Las fisuras eran anchas a los 15 años, produciéndose la rotura de las esquinas a los 22 años. Por otra parte, los hormigones que contienen 40% de adición (H4 y H6), cemento de escoria de alto horno (H7) no mostraron fisuras en los bordes después de permanecer 22 años en el suelo salino. Una probeta del hormigón H8 (CPARS) mostró unas leves fisuras en los bordes (Fig. 13). Para este tipo de exposición, este comportamiento es típico del ataque químico por sulfatos.

Pérdida de peso

El promedio de la pérdida en peso se informa en la Figura 14. Para las probetas cilíndricas (Fig. 14a), la pérdida en peso es progresiva en los hormigones H3 a H7, con una tasa que crece a medida que aumenta el contenido de adición. A los 22 años, los hormigones con 20% de adición (H3 y H5) presentan una pérdida de peso menor al 2.2 %, los que contienen 40% de adición (H4 y H6) entre 3.6 y 5.2 % y el hormigón H7 (80% de escoria) mayor al 7.5%. Para estos hormigones, la totalidad de la pérdida de peso ocurrió en la zona superior de la probeta. Los hormigones H1 y H2 registraron una pérdida de peso de aproximadamente 3.5 % entre los 5 y 7 años y superior al 12-18 % a los 10 años localizada en la zona inferior de la probeta. Para el hormigón H8, la pérdida de peso no superó el 0.7 % luego de 22 años de exposición.

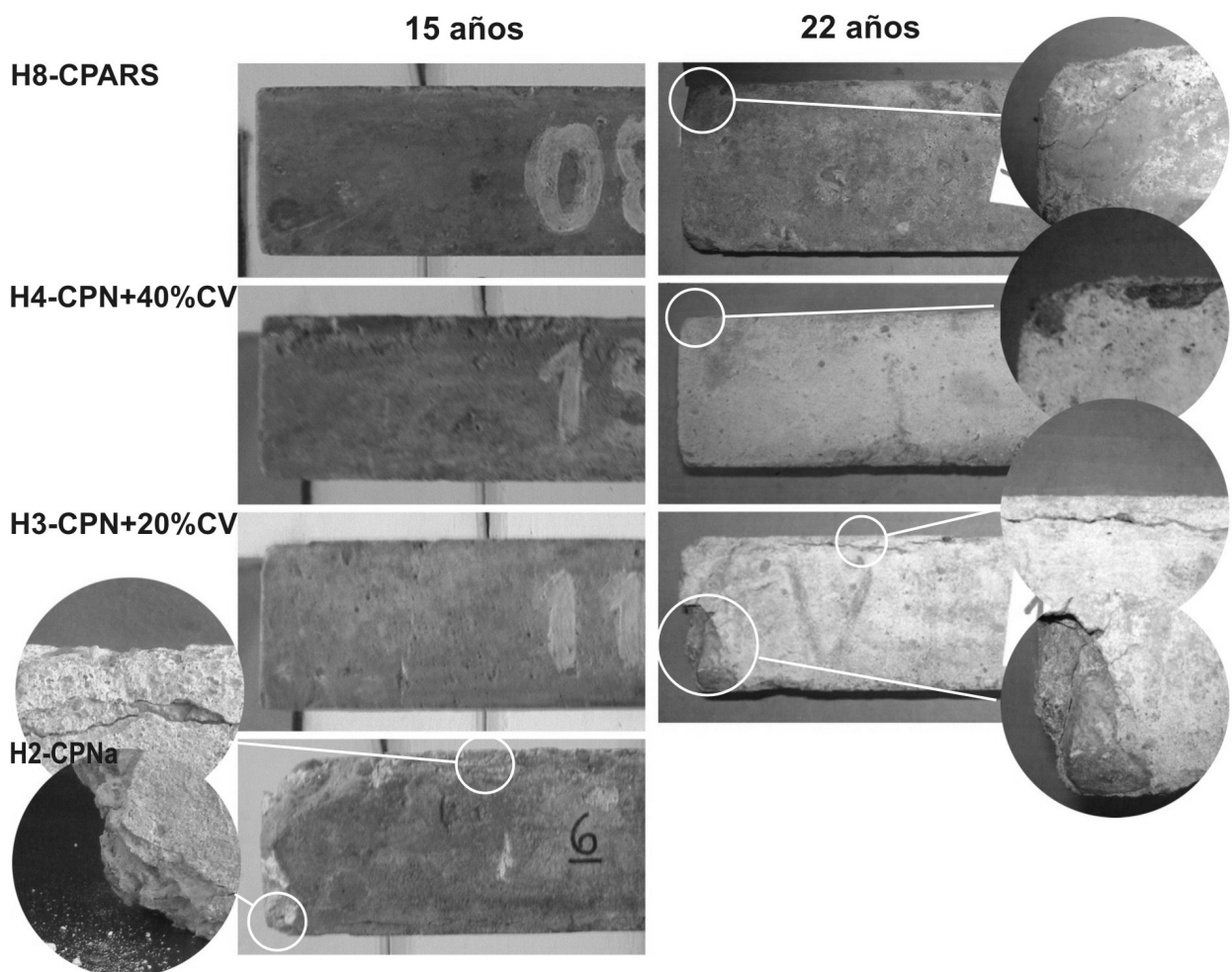


Figura 13: Composición fotográfica del aspecto visual de los prismas H2, H3, H4 y H8

En los prismas totalmente enterrados (Fig. 14b), la disminución del peso a los 22 años varió entre 150 y 300 g para los hormigones con adiciones, debido a la pérdida del mortero en la zona superior al ras del suelo. Para el hormigón H8-CPARS, la pérdida de peso promedio fue de 60 g. Para los hormigones H1 y H2, el comportamiento mostró una pérdida de peso menor al 5% hasta los 10 años y la desintegración de las probetas entre los 10 y 15 años.

Este deterioro produce una pérdida de peso más importante en las probetas cilíndricas de los hormigones con adiciones que en los prismas enterrados y dicha pérdida está vinculada directamente con el progreso del aspecto visual de la superficie expuesta a la atmósfera (Figura 15).

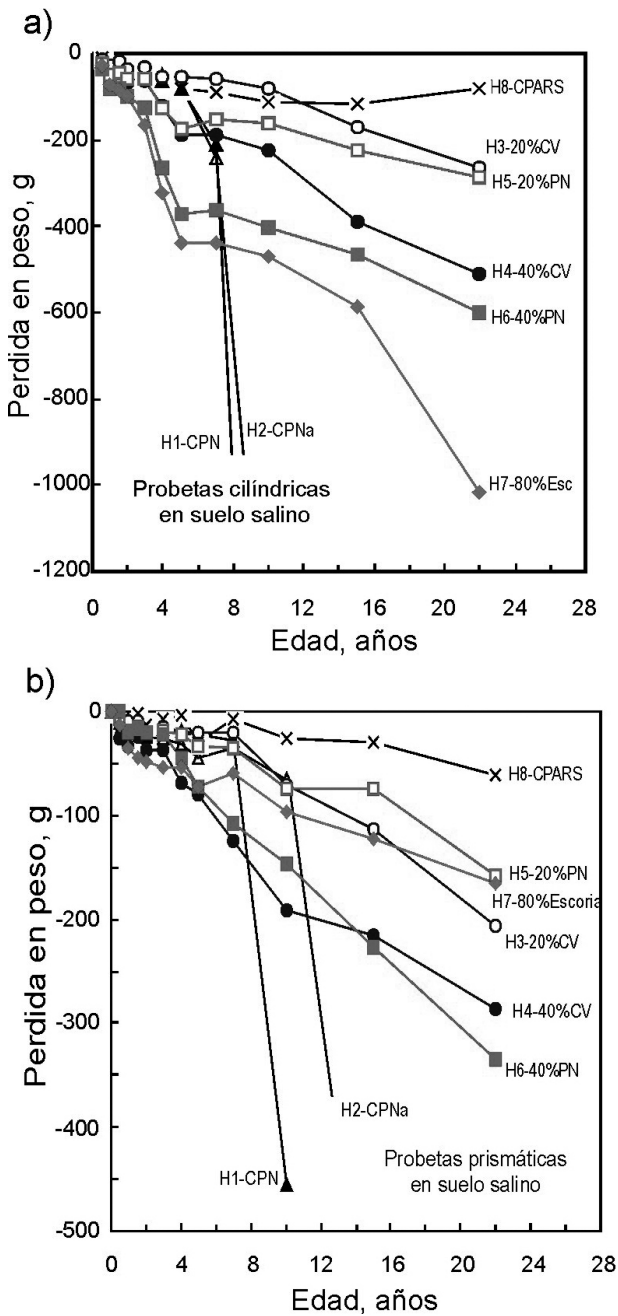


Fig. 14: Evolución de la pérdida de peso de las probetas a) cilíndricas y b) prismáticas.

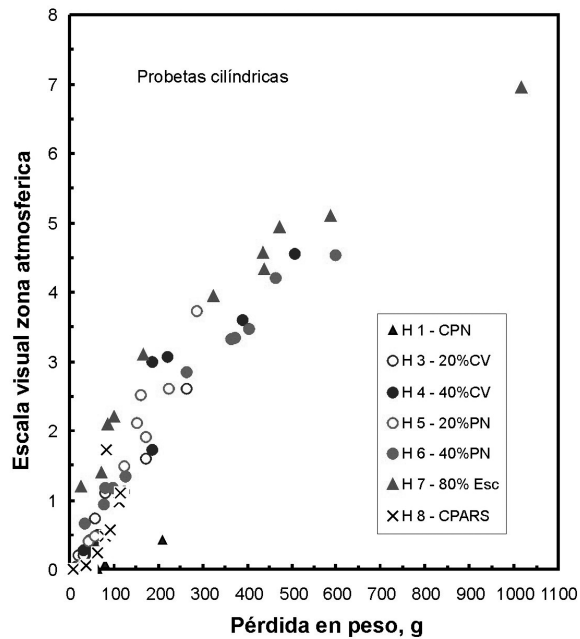


Figura 15: Relación entre pérdida en peso y escala visual.

Evolución de las propiedades mecánicas

La Figura 16 muestra la evolución de la resistencia a compresión. En los hormigones con adiciones la misma se incrementó significativamente durante el primer año, en menor medida a los 5 años y luego se ha mantenido con una variación razonable a lo largo de 22 años de exposición. El mismo comportamiento se ha observado en el hormigón H8-CPARS. Para los hormigones con CPN (H1 y H2), la resistencia cayó abruptamente después de los 5 años debido al proceso de desintegración producido en las probetas cilíndricas, hecho que en muchos casos impide su determinación.

En la Figura 16b se muestra la evolución del módulo de elasticidad estático durante los primeros 10 años, pudiéndose observar que en los hormigones con adiciones el mismo se incrementa en forma constante. Luego de dicho período, no fue posible medirlo debido a la pérdida de masa superficial en la zona atmosférica que impidió el acople del aro del compresómetro. Por otro lado, el módulo de elasticidad fue menor para el hormigón H1 y H2 a los cinco años. Esta tendencia puede atribuirse a la microfisuración de las probetas causada por el ataque de sulfatos en la matriz y la formación de yeso localizado preferentemente en la zona pasta-agregado. Para el hormigón H8, el módulo se mantuvo sin modificaciones.

En la Figura 17 se presentan los resultados del módulo dinámico. En ella se observa que las probetas cilíndricas y prismáticas presentan un comportamiento similar para los hormigones H3 a H8. El módulo dinámico se incrementó en los primeros seis meses de exposición, luego se mantuvo estable hasta los 7 años, y a partir de los 10 años se observa una leve declinación para los hormigones con adiciones y CPARS. En los hormigones H1 y H2, el módulo muestra una caída a partir de los tres años para las probetas cilíndricas y desde los 7 años ya no se pudo determinar, mientras que para los prismas totalmente enterrados la caída ocurre a los 7 años y se desintegran a los 15 años.

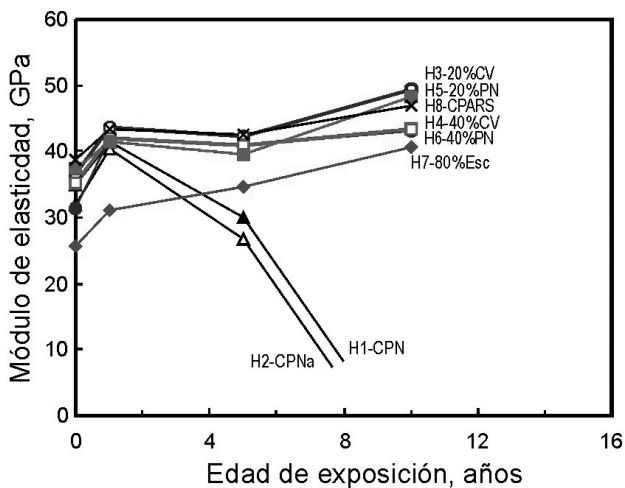
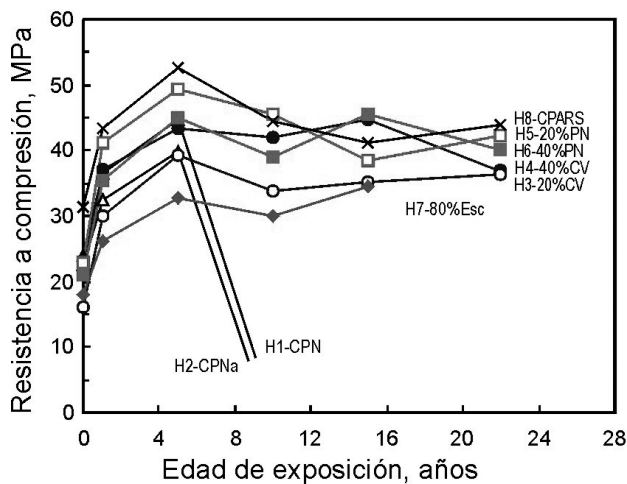


Figura 16: Evolución de (a) la resistencia a compresión y (b) el módulo de elasticidad estático de las probetas cilíndricas expuestas.

En las probetas cilíndricas y prismáticas sin deterioro interno, para una misma longitud de onda determinada, el módulo dinámico debería ser mayor cuando disminuye el peso y se mantiene la longitud de la probeta, según su expresión de cálculo. Por esta razón, la disminución observada con el paso del tiempo es atribuida a la microfisuración del hormigón.

En la Figura 18 se presenta la evolución de la velocidad ultrasónica medida en las distintas probetas (prismas, cilindros y vigas) expuestas al suelo salino.

Las probetas cilíndricas del hormigón H1 presentan una disminución de la velocidad a partir de los 5 años, mientras que la misma se mantuvo prácticamente constante en los hormigones con adición o ARS (H8) durante los 15 años de exposición. En la inspección de 22 años, el hormigón H8 mostró una importante caída de la velocidad, al igual que el hormigón H3 (20% CV). En los hormigones con 40% CV (H4) y puzolana natural (H5 y H6) la caída en esta medida fue menos abrupta. Para emitir un juicio definitivo se deben esperar las mediciones a realizar en las próximas inspecciones.

La velocidad ultrasónica del hormigón con escoria (H7), corresponde a una sola probeta, ya que en las probetas remanentes no se pudo determinar debido a la degradación que presentaban (Fig 18a). En las vigas semienterradas, el hormigón H7 presenta una importante caída de la velocidad

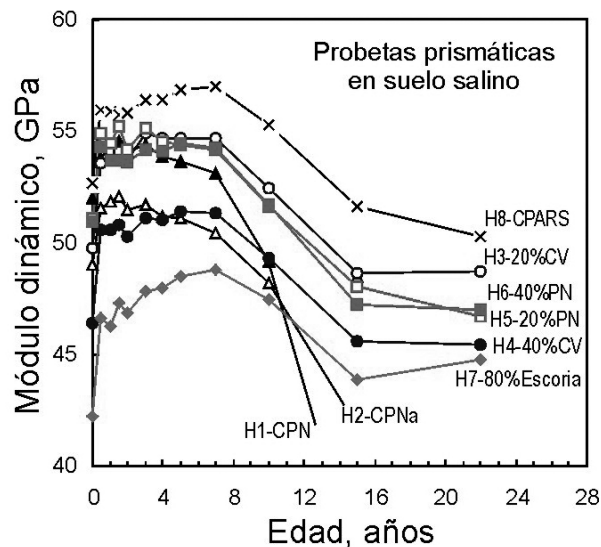
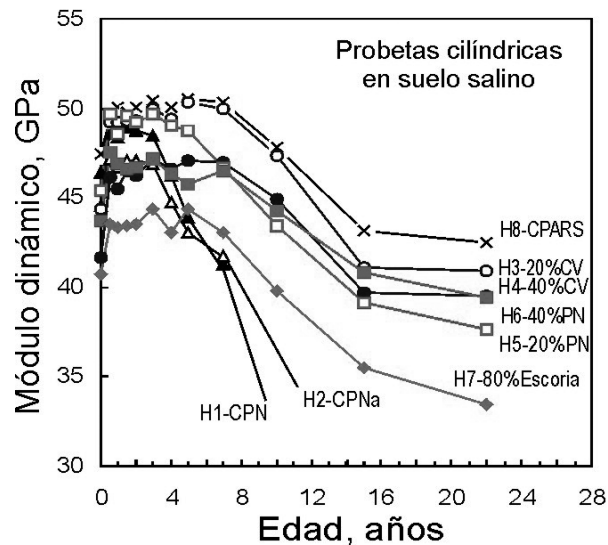


Fig. 17: Evolución del módulo dinámico en suelo salino: a) cilíndricas; b) prismáticas

ultrasónica (Fig. 18c). Esta observación confirma que el ataque sufrido en la zona por encima del suelo, ha afectado el núcleo de la probeta provocando la microfisuración y la consecuente caída de la velocidad. En algunas probetas cilíndricas el ataque produjo la separación de la probeta en dos partes (Fig. 10e).

En las probetas prismáticas totalmente enterradas de los hormigones H4 a H8, la velocidad se mantuvo hasta los 15 años y presenta una leve declinación entre los 15 y 22 años de exposición. Para los hormigones H1 y H2, la caída ocurrió después de los 7 años provocando la imposibilidad de medición en dos de las 3 probetas expuestas (Fig. 18b). En el hormigón H3, la caída de la velocidad fue más abrupta entre los 15 y 22 años en coincidencia con la fisuración observada en sus extremos.

En todos los casos, el módulo dinámico y la velocidad ultrasónica de los cilindros, prismas y vigas que han permanecido en el ambiente húmedo de laboratorio, se han mantenido aproximadamente constante a partir de los dos años.

Análisis de la microestructura

Los compuestos cristalinos identificados y la intensidad de sus picos en los análisis por DRX de las muestras extraídas de los distintos lugares de las probetas cilíndricas se muestran en la Figuras 19 y 20.

Luego de 3 años, los DRX de las muestras de la zona superficial expuesta a la atmósfera (Fig.19) mostraron carbonatación y el consumo del CH. En todos los hormigones, excepto el que contiene 40 %PN (H6), no se detectó la presencia de ettringita o yeso. En esta zona tampoco se encontraron sales de sulfatos cristalizadas, quizás por las tareas de limpieza de las probetas. En la zona superficial de la probetas en contacto con el suelo, la carbonatación, según la intensidad de los picos de calcita, es menor que en la zona superficial atmosférica. El H2 presentó la deposición de ettringita y yeso en la superficie, mientras que el H3 sólo reveló la presencia de ettringita. En la zona del centro de la probeta, tanto en la muestra inferior como superior, se encontró la presencia de yeso, mientras que la ettringita sólo fue identificada en el hormigón H2 en la zona inferior y en el hormigón H6. En los hormigones con puzolana natural (H4 y H6), la ettringita también ha sido identificada en el interior de probetas almacenadas en el laboratorio.

A los 5 años, la Figura 20 muestra el análisis cualitativo de la intensidad de los picos de los principales compuestos detectados en el ataque para las distintas zonas analizadas. Los difractogramas fueron informados en un trabajo previo [35]. En la zona superficial atmosférica, nuevamente se observa la presencia de calcita y la reducción del CH respecto a las muestras obtenidas del interior de la probeta para todos los hormigones. Las muestras del hormigón con puzolana natural (H5) revelaron la presencia de ettringita, y también de yeso. En la superficie de las probetas en contacto con el suelo se observó la presencia de ettringita y/o yeso para los hormigones H1 a H5. En los hormigones con altos reemplazos de puzolana (H6) y escorias (H7), el CH se ha consumido totalmente, y no se encontró yeso. En el hormigón con cemento ARS (H8) tampoco se detectó yeso, a pesar de la abundante presencia de CH. Hughes [44] atribuye la mayor resistencia que posee el cemento ARS frente al ataque, a la obstrucción de los poros sin producir fisuración después de la exposición que disminuye la difusión de iones agresivos. En esta zona superficial, la carbonatación, juzgada por la intensidad de los picos, es mucho menor que en la zona en contacto con la atmósfera. En la zona central de las probetas, es evidente la presencia de CH para los hormigones H1 a H5 y H8. La intensidad de su pico es muy fuerte para los cementos portland, disminuyendo a media que aumenta el contenido de adición. En los hormigones con 40% PN y con 80% de escoria (H7), el mismo es muy débil o está ausente. La ettringita fue detectada con picos intensos en los hormigones con CPN y con ceniza volante; con picos débiles en los hormigones con puzolana natural y estuvo ausente en el hormigón con escoria. Las mismas observaciones se encontraron con el yeso: sus picos son muy fuertes para los hormigones H1, H2, H3 y H5 indicando la penetración y reacción de los sulfatos en el corazón de la probeta cilíndrica. Esto ocurrió en menor medida para los hormigones con 40% de CV ó PN y no fue detectado en el hormigón H8 (CPARS).

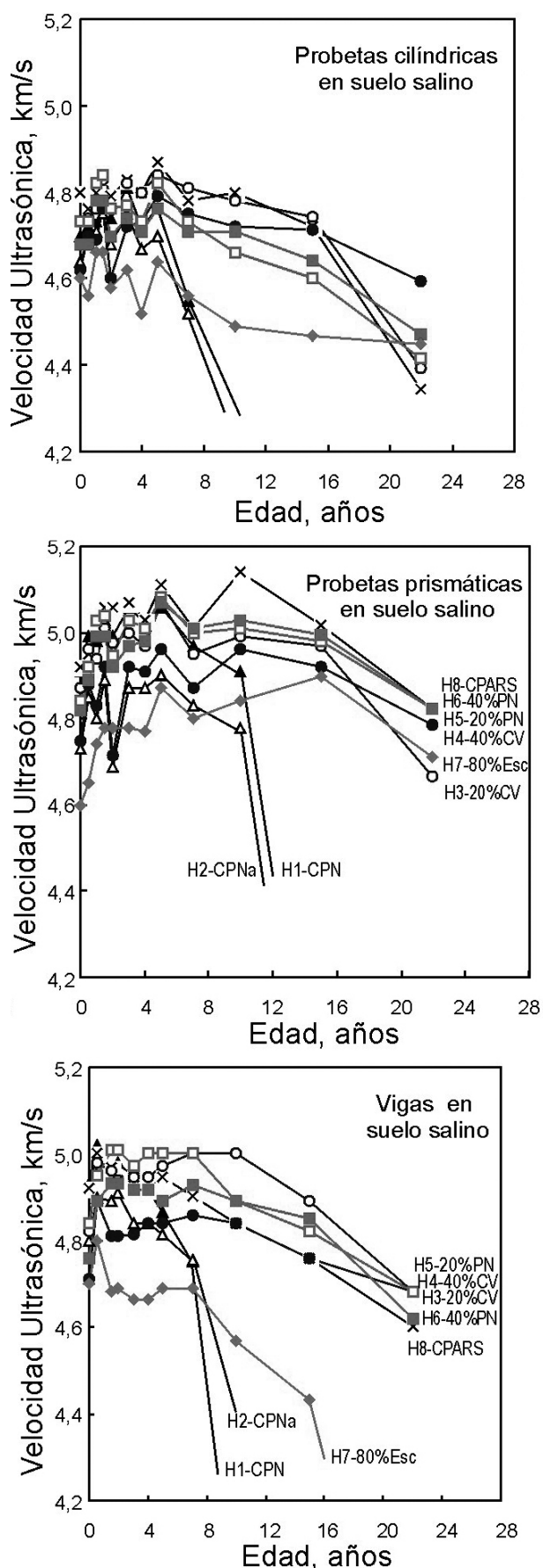


Figura 18: Velocidad ultrasónica de las probetas: a) cilíndricas, b) prismáticas y c) vigas

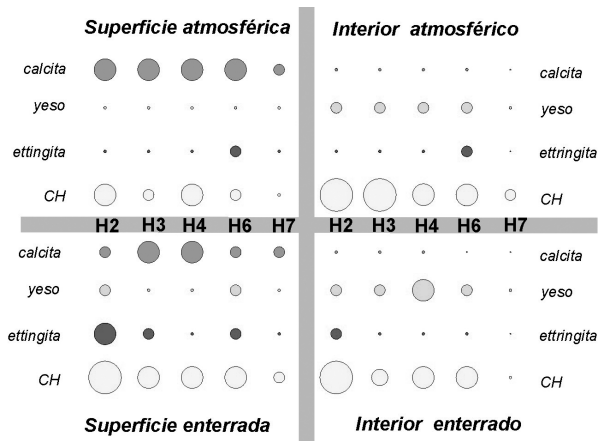


Figura 19: Análisis cualitativo de los DRX obtenidos a los 3 años de las muestras de distintos lugares de las probetas cilíndricas. El tamaño del círculo indica si los picos del compuesto fueron muy fuertes, fuertes, débiles o no está presente.

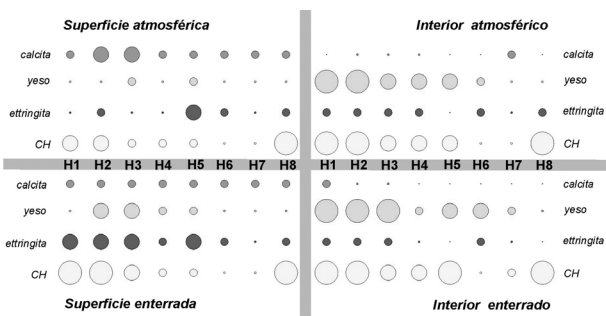


Figura 20: Análisis cualitativo de los DRX obtenidos a los 5 años de las muestras de distintos lugares de las probetas cilíndricas. El tamaño del círculo indica si los picos del compuesto fueron muy fuertes, fuertes, débiles o no está presente.

Durante los ciclos ambientales húmedos, en la superficie de hormigón sobre el nivel del suelo (Figura 21) se observó una abundante eflorescencia de color blanca o transparente. El análisis por DRX de esta sustancia (Figura 22) reveló la presencia de tenardita (Na_2SO_4 - forma anhidra del sulfato de sodio), que abunda en los depósitos salinos expuestos a la atmósfera, mientras que cuando la humedad relativa se incrementa y la temperatura disminuye se puede encontrar miriabilita [45]. Los análisis por DRX sobre muestras obtenidas de la capa exterior de las vigas también indicaron la presencia de tenardita como resultado del proceso de cristalización de sales en los poros del hormigón, la presencia de calcita como producto de la carbonatación y de yeso como resultado del propio ataque de sulfatos. Sin embargo, no se detectó ettringita en la zona. La ausencia de ettringita es atribuida a su inestabilidad cuando el pH se reduce y se descompone por carbonatación [46]; o la combinación de CH con el CO_2 atmosférico ocurre previamente a la formación de ettringita y yeso. Estas observaciones demuestran que la cristalización de sales es una de las causas principales del ataque en el hormigón sobre el nivel del suelo. A los 10 y 22 años, los análisis de eflorescencia mostraron resultados similares.

A los 15 años de exposición, el análisis en el microscopio óptico y por DRX sobre las muestras obtenidas de los

hormigones H2, H3, H4 y H8 mostraron tres zonas bien diferenciadas en el ataque.

En el corte delgado del hormigón H2, los primeros 2,5 mm se encuentran intensamente carbonatados y tiene un aspecto oscuro (Figura 23a). En esta región, las grietas y las interfaces pasta-agregado están parcial o totalmente rellenas de un compuesto con microestructura fibrosa (ettringita-thaumasita) y los poros están parcial o totalmente rellenos con un compuesto gris suave, que se identificó como yeso. Los cristales de calcita también se localizan en las grietas de mayor ancho. Según Daimond [47], la mayor deposición de compuestos provenientes del ataque de sulfatos, especialmente ettringita, se produce más profundamente que la zona carbonatada del hormigón. El análisis por DRX en la superficie (Figura 24a) mostró picos fuertes y bien definidos de ettringita-thaumasita (E-T), el agotamiento total de hidróxido de calcio (CH) y la formación de calcita (CC). La thaumasita se identificó por su pico característico ubicado en $2\theta = 19,35^\circ$, y se confirma que la misma se forma en climas templados [47-49]. La formación de thaumasita es el último estado del ataque de sulfatos, cuando se agota el CH de la pasta y se

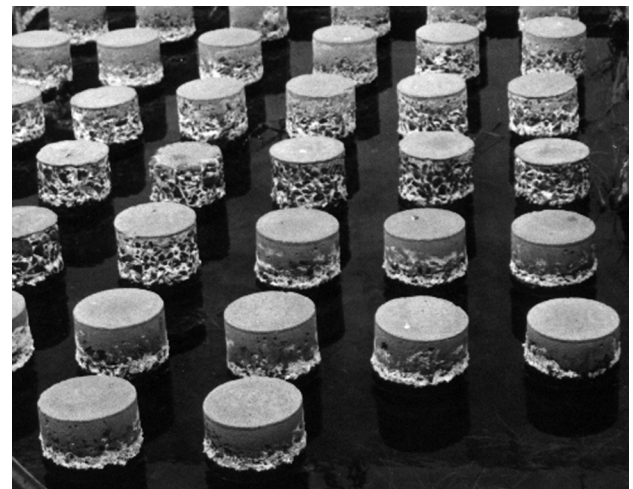


Figura 21: Las probetas presentaban una eflorescencia blanca durante la inspección a los 5 años.

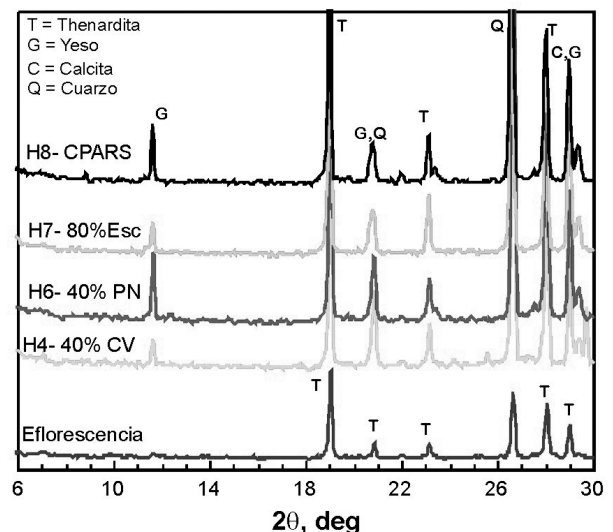


Figura 22: DRX de la eflorescencia en la superficie, y de la capa superficial de las vigas semienterradas.

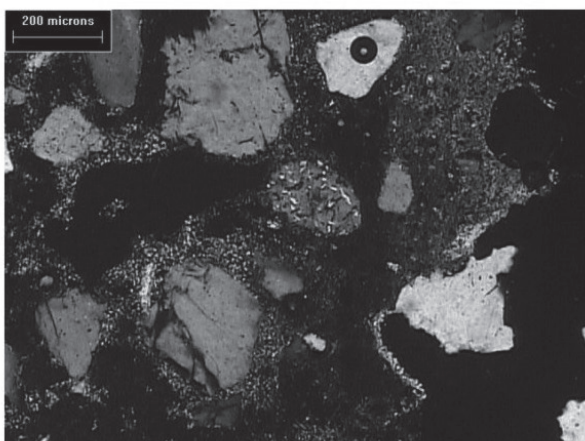
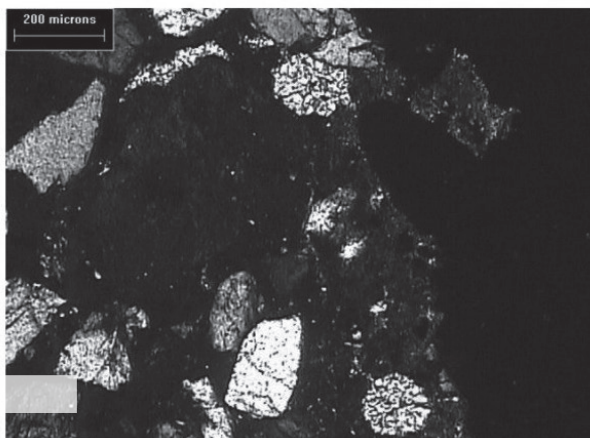
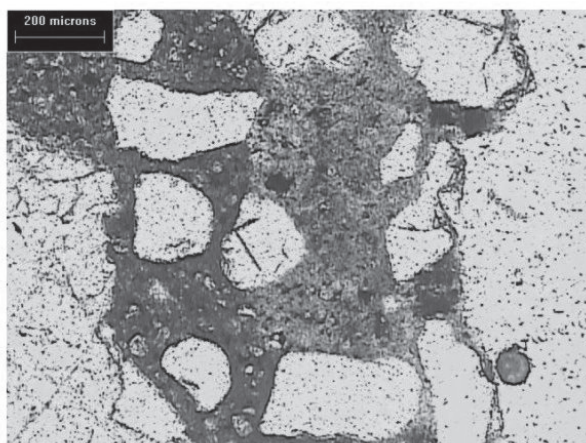


Figura 23: Fotomicrografías del hormigón H2-CPNa:
a) Pasta intensamente carbonatada b) Poros rellenos con ettringita-thaumasita c) Microfisuras paralelas a la cara de ataque

produce la desestabilización del C-S-H, la misma ocurre en los límites de la zona carbonatada hacia el interior.

Entre los 2,5 mm y 16,5 mm, la pasta muestra un gradiente de escala de grises indicando la disminución progresiva de la carbonatación. Con un mayor aumento, la pasta mostró una morfología compuesta por áreas oscuras y puntos brillantes. Esta morfología, llamada “sal y pimienta” por Diamond [47], corresponde a la descalcificación no uniforme de la pasta: en las áreas más oscuras el CH se ha agotado y en las zonas más brillantes el CH tiene mayor proporción. En esta zona, los poros están rellenos con ettringita-thaumasita (Fig. 24b) y desde los 2,5 hasta 11 mm de profundidad se aprecia una extensa y masiva microfisuración paralela a la cara de moldeo rellena con

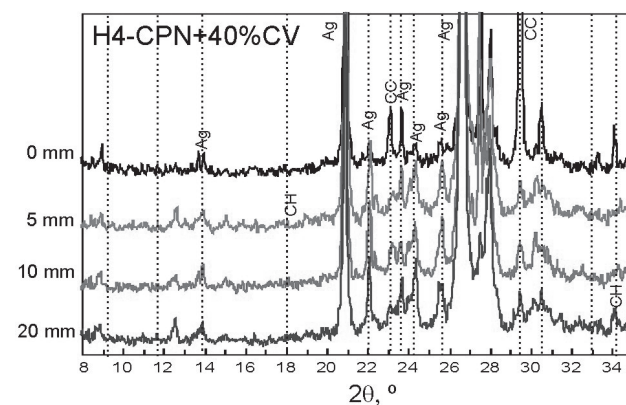
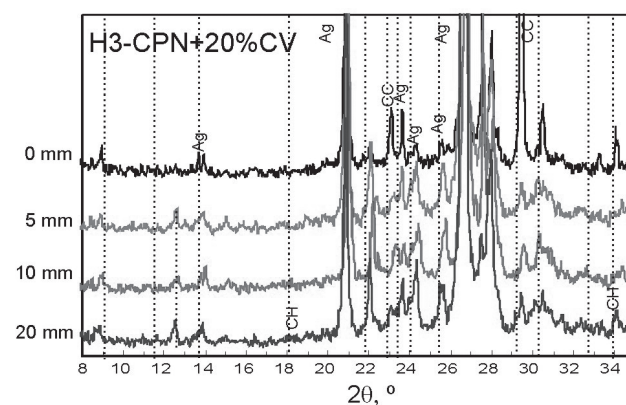
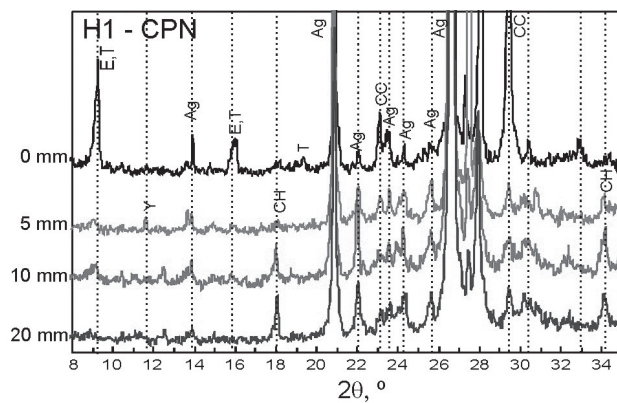


Figura 24: Perfil del ataque en los prismas: a) H2-CPNa; b) H2-CPN+20%CV y c) H4-CPN+40%CV (Ag = agregado, E = ettringita, T = thaumasita, CC = calcita, Y = yeso, CH = hidróxido de calcio)

ettringita-thaumasita. (Figura 24c). Las microfisuras no sólo transitan la pasta sino también las interfaces de los agregados finos y gruesos. En las grietas, los cristales crecen perpendiculares a las paredes sugiriendo que este compuesto llenó un nuevo espacio creado por el ataque de sulfatos [49]. A partir de los 16,5 mm de profundidad, la pasta aparece con un menor grado de deterioro y comienzan a observarse los granos de belita sin hidratar.

A 5 mm de profundidad, los diagramas de DRX mostraron la presencia de ettringita y yeso (G), debido al ataque de sulfatos, pero sólo algunas trazas de calcita. A 10 mm, se detectó la presencia de hidróxido de calcio y ettringita (CH). Para la capa siguiente, el DRX mostró un aumento de los picos de CH y los compuestos principales del ataque de sulfatos ya no fueron detectados. Estas observaciones son consistentes con el mecanismo de ataque de sulfatos descrito por Irassar et al. [50] en los prismas de mortero que contiene cemento con mediano contenido de C3A. En este caso, la entrada de aguas subterráneas que contienen

sulfato llevó primero a la formación de ettringita, después de la deposición de yeso y finalmente a la formación de thaumasita cuando la descalcificación de mortero propició la descomposición de la C-S-H que ofrece sílice necesaria. En este caso, la formación de thaumasita ocurrido en la zona carbonatada en conjunción con la descomposición de la ettringita formada previamente a temperatura ambiente.

Para el hormigón con 20% de ceniza volante (H3), el corte delgado permite identificar tres zonas bien delimitadas. La primera corresponde a la cara superior del prisma desde la superficie hasta 2.5 mm de profundidad. En ella la pasta se encuentra intensamente carbonatada (Figura 25a) y dentro de esa zona se hallan fisuras con presencia de ettringita, intercrecida posiblemente con thaumasita, (Figura 25b) y fisuras rellenas por calcita y/o yeso que son paralelas a la cara de moldeo (Figura 25c) o bien bordeando a los agregados. Los cristales de yeso están presentes en la pasta, en la interfase pasta-agregado y en el borde de poros, son pequeños, de color de interferencia gris y blanco de primer orden (pero más birrefringentes que la ettringita). A partir de los 2-2,5 mm hacia el núcleo, la pasta de cemento aparece más compacta y oscura. En esta zona se observan escasos poros rellenos con ettringita, ocasionalmente portlandita y las alteraciones del ataque se observan en sectores localizados, donde vuelve a aparecer la pasta carbonatada, interfaces con material calcita e CH. A partir de los 50 mm, el ataque es nulo observándose grandes partículas de belita, mayor cantidad de portlandita (CH) y las partículas de ceniza volante.

El perfil analizado por DRX (Figura 24b) muestra que en la zona superficial se encuentra una importante formación de calcita debida a la carbonatación, y también la presencia de ettringita-thaumasita. A los 5 mm de profundidad el hormigón presenta la formación de ettringita y el yeso aparece con un pico muy débil, el CH no se puede detectar y a los 10 mm la composición es similar. A los 20 mm de profundidad, la presencia de CH cristalizado se puede detectar con un pico muy débil.

Para el hormigón con 40% de ceniza volante (H4), la observación del corte delgado con el microscopio permite apreciar que la muestra se encuentra alterada (especialmente carbonatación) hasta los 8 mm de profundidad. En esta región, la pasta (Pc) se carbonata, los poros y las interfaces pasta-agregado cercanas a la superficie rellena con un compuesto de baja birrefringencia (leve gris) con morfología de pequeñas hojas (Figura 26a), el cual no pudo ser identificado por el análisis petrográfico. De acuerdo con el análisis de difracción de rayos X (Figura 24c), la muestra de la superficie sólo mostró la formación de calcita debido a la carbonatación, no se detectó la formación de ettringita ni de yeso. A una profundidad mayor a los 8 mm, la pasta de cemento se presenta homogénea, sin signos de alteración (Figura 26b) y se pueden observar algunos compuestos brillantes en forma de pequeñas láminas (CH) ubicado en la interfase. Para las capas de 5, 10 y 20 mm, la difracción de rayos X mostraron el mismo patrón, no se detecta CH y sólo una débil banda cercana al pico principal del CH ($2\theta = 34,09^\circ$) se observó a los 20 mm de profundidad. Estas observaciones indican que el hormigón con alto volumen de ceniza volante tiene una baja cantidad de CH y el mismo esta pobremente cristalizado proporcionando una buena resistencia al ataque de sulfatos. Según Mehta [26], la

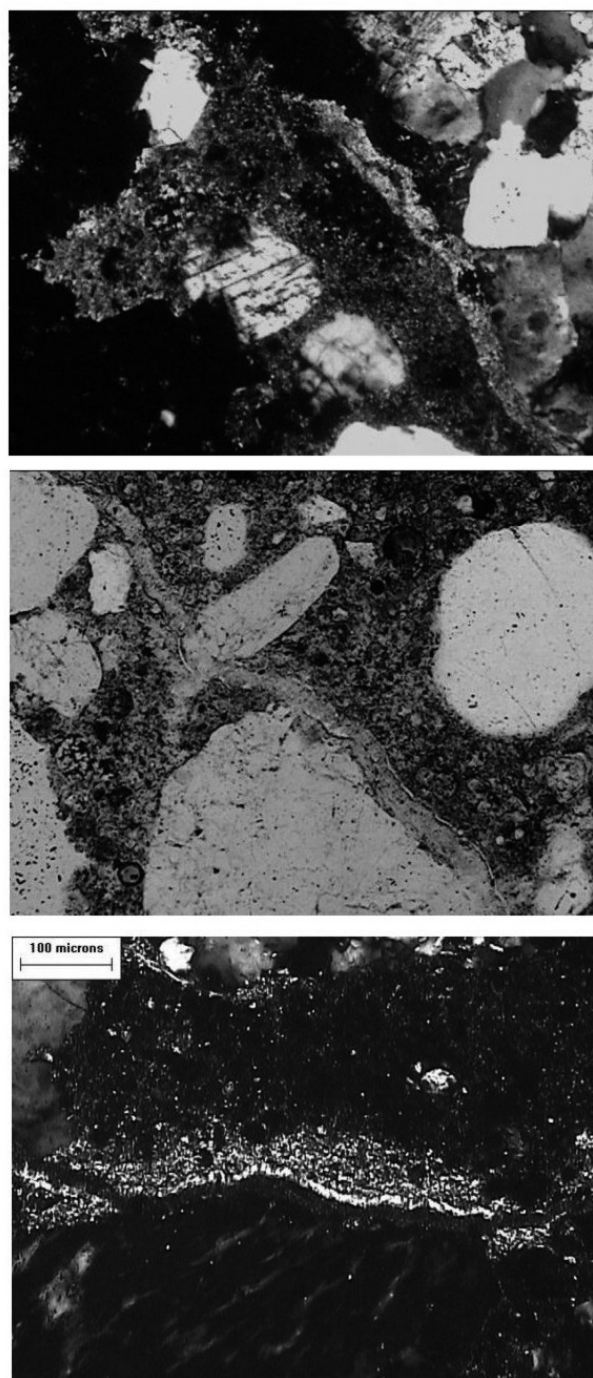


Figura 25: Fotomicrografías del hormigón H3–CPN+20%CV: a) Pasta intensamente carbonatada en la superficie, b) Fisuras rellenas con ettringita-thaumasita c) Microfisuras paralelas en la interfase pasta agregado rellenas de yeso y ettringita-thaumasita

formación de ettringita requiere de una alta concentración de calcio para que la misma sea expansiva y produzca la fisuración.

Para el hormigón elaborado con cemento portland altamente resistente a los sulfatos (H8- CPARS), el corte delgado identifica una franja carbonatada de muy poco espesor (~ 3 mm). La carbonatación es muy intensa en el primer milímetro, los poros están rellenos con cristales de ettringita-thaumasita (Figura 27a yb), y en la pasta de cemento se observa con cristales de yeso y pequeñas microfisuras paralelas a la cara de moldeo (Figura 27c).

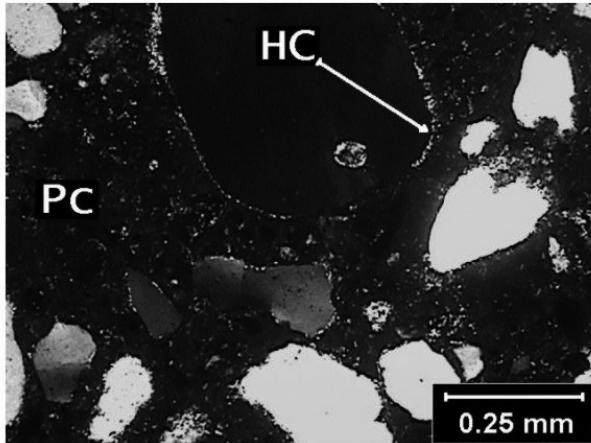
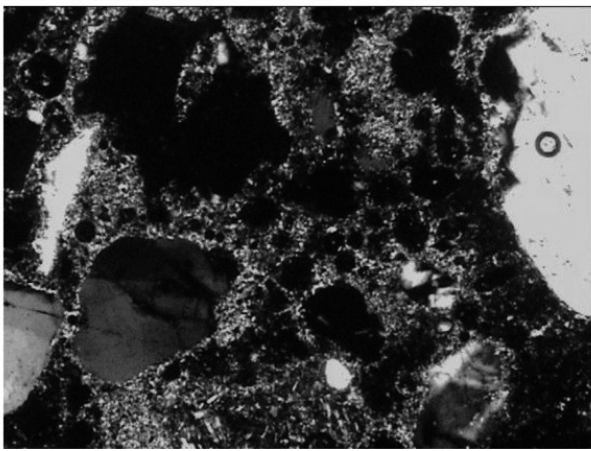


Figura 26: Fotomicrografías del hormigón H4–CPN+40%CV: a) Pasta intensamente carbonatada en la superficie, b) pasta sin alteraciones e Interfase pasta-agregado con CH.

Cabe destacar que sobre la superficie se presenta un residuo de color rojizo (Figura 27a) atribuible a la formación de compuestos derivados del hierro. Adyacente a la zona carbonatada continúa una zona decolorada con un espesor menor de un milímetro que limita el sector interno del corte y la zona no afectada por el ataque donde la pasta de cemento se presenta oscura y compacta. En el resto del corte tanto la pasta de cemento como la interfase pasta-agregado se observan en buen estado, compactas y con poca participación de macroporos a los que en general se asocia el ataque.

Discusión de la evolución del deterioro

Para la condición de exposición de las probetas semienterradas, los hormigones en estudio mostraron una evolución del estado superficial completamente diferente en la zona expuesta a la atmósfera y en la zona en contacto con el suelo salino. En ambos casos el deterioro tiene sus primeras manifestaciones en la superficie, para luego perder masa y finalmente su integridad causando la pérdida del módulo de elasticidad, la fisuración progresiva y finalmente la caída de la resistencia a compresión.

El ataque químico externo por sulfatos ocurre en la zona donde las probetas de hormigón están en contacto con el suelo agresivo provocando la fisuración de los bordes, la expansión, el reblandecimiento y finalmente la pérdida de masa. Collepari [51] ha propuesto un esquema sencillo para interpretar con un enfoque holístico los procesos de

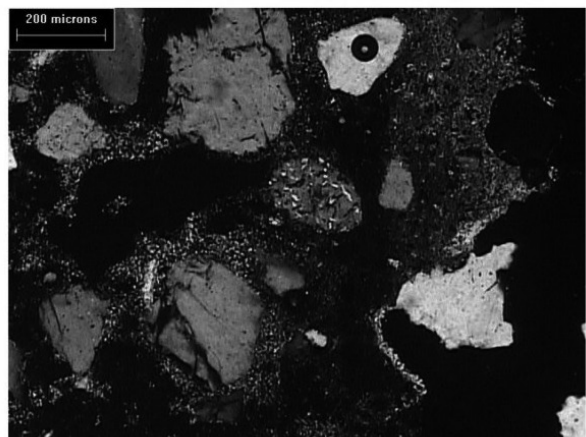
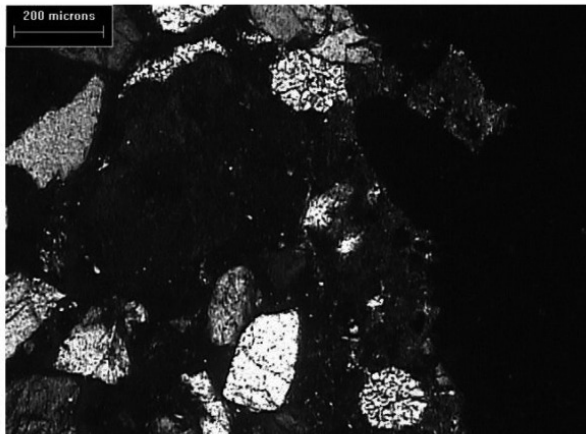
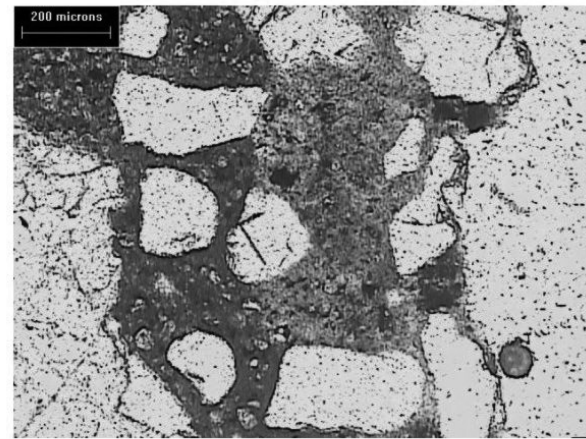


Figura 27: Fotomicrografías del hormigón H8–CPARS: a) Pasta intensamente carbonatada en la superficie limite rojizo, b) Deposición de ettringita-thaumasita en los primeros milímetros de la probeta; c) deposición de yeso alrededor de los agregados.

la reacción álcali-sílice, el ataque por sulfatos y expansión por ettringita diferida. El esquema del ataque por sulfatos (Figura 28a) está formado por tres círculos que indican las condiciones necesarias para que se produzca el deterioro. Dichas condiciones son:

- la presencia de agua
- una estructura porosa que permita el ingreso y movilidad de los iones agresivos (tamaño de poros y conectividad)
- la presencia de compuestos que reaccionen con los sulfatos para generar compuestos expansivos que produzcan la fisuración

En el esquema de Collepari, cada uno de estos círculos

corresponde a cada uno de los elementos esenciales, que cuando alguno de ellos es suprimido no implica riesgo alguno para que se produzca el deterioro por el ataque de sulfatos. El área central donde los tres círculos se superponen, la conjunción de situaciones genera un riesgo grave para el deterioro por cristalización de sales del hormigón.

En los hormigones en estudio, los elaborados con cemento portland normal que contiene C3A (H1 y H2) presentaron fisuración de los bordes de las probetas enterradas por ataque de sulfatos en las inspecciones realizadas a los tres años. Seguidamente, sufrieron abultamiento y comenzó la rotura de bordes, para luego convertir a toda la probeta en una masa incoherente que se rompe fácilmente. Los análisis de la microestructura de estos hormigones mostraron la formación de ettringita y yeso en la zona superficial y en el núcleo, y los compuestos expansivos que se forman causan la fisuración en forma paralela al frente de ataque. Estas fisuras atraviesan la pasta y las interfases pasta-agregado, causando la pérdida del módulo, luego la masa y finalmente la resistencia. Para los hormigones con 20 % de las cenizas volantes (H3) y con 20% de puzolana natural (H5) las probetas mostraron fisuras débiles a los cuatro y cinco años, respectivamente. El progreso del deterioro ha sido lento pero consecutivo. A los 22 años de exposición las probetas cilíndricas y prismáticas comienzan a perder los bordes, y también se observó una declinación del módulo de elasticidad dinámico y la velocidad ultrasónica. El análisis de la microestructura también mostró la formación de ettringita en venillas paralelas al frente de ataque y la formación de compuestos de ataque en las interfases pasta-agregado.

Por otro lado, los hormigones con alto contenido de adición (H4, H6, H7) y con cemento altamente resistente a los sulfatos (H8) se desempeñaron satisfactoriamente luego de 22 años, sin daños en la superficie de las muestras. En este caso el ambiente y la concentración de sulfatos es la misma, el bajo daño por sulfatos debe ser atribuido a la ausencia de compuestos que al reaccionar con los sulfatos provoquen expansión y fisuración o su elevada impermeabilidad. Como se ha mostrado en los análisis por DRX y microscopía óptica, la baja proporción de CH en estos hormigones, impide la formación de ettringita y yeso. Para el hormigón H8, la ettringita y yeso solamente se detecta en los primeros milímetros del ataque a pesar de una abundante presencia de CH.

En síntesis los hormigones con elevado contenido de adiciones o con cemento ARS, no presentan compuestos inestables y han soportado el severo ataque que produce esta elevadísima concentración de sulfatos, observándose que las probetas enterradas han mantenido su integridad a lo largo de los 22 años.

Por otro lado en la zona atmosférica, para que ocurra el deterioro por cristalización de sales de sulfatos, deben estar presentes los siguientes tres elementos esenciales:

- Presencia de agua de la estructura en forma alternada o una estructura con base húmeda y una superficie de secado
- Estructura porosa que permita el transporte capilar (tamaño de los poros y conectividad) y presencia de un mayor volumen de poros muy pequeños ($< 1 \mu\text{m}$)

- Condiciones de exposición que permitan el cambio de fase del sulfato de sodio por variación de la temperatura, cambio en la HR y/o evaporación.

La Fig. 28b representa el esquema que se propone para el daño por cristalización de sales, que como se ha indicado en ausencia de uno de los elementos, el daño no ocurre.

En el sitio de exposición, las transformaciones de fase del sistema de Na_2SO_4 son posibles debido a la variación diaria de la HR y en las épocas más cálidas también por el cambio de la temperatura. Mientras que la presencia de agua y sulfatos también son controladas por el suelo utilizado y la forma de colocación de las probetas.

Los hormigones H1, H2 y H8 presentan un daño mucho menor por cristalización de sales a pesar de estar sometidos al mismo ambiente agresivo (temperatura, humedad, concentración de sulfatos, etc). La condición

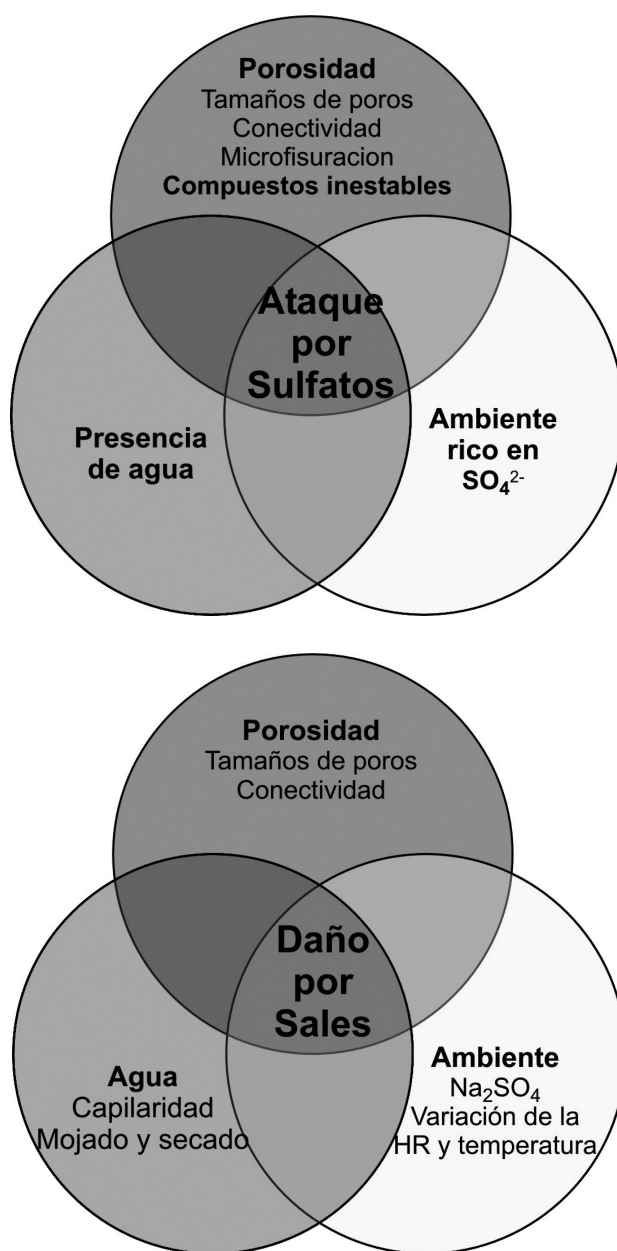


Figura 28: Esquema de las condiciones elementales conjuntas que deben existir para que ocurra el daño por: a) ataque externo por sulfatos; b) cristalización de sales (adaptado de [51])

ausente posiblemente está relacionada con su estructura porosa, ya que presenta poros más grandes y por lo tanto la cristalización de sales no produce tensiones capaces de provocar la microfisuración. En cuanto a la relación $a/c+x$, la misma determina los fenómenos de transporte en el hormigón, pero en este caso se requiere la presencia de microporos para que la tenardita pueda depositarse en su interior y luego producir la sobresaturación en la solución que contiene mirabiilita para causar las tensiones suficientes para fisurar el hormigón [52].

El deterioro es mayor en los hormigones con elevado contenido de adiciones minerales activas (H4, H6 y H7) porque se presentan los dos elementos esenciales en el hormigón: la mayor ascensión capilar, mayor tasa de efusión del agua y una mayor fracción de microporos debido al refinamiento de poros, los cuales actúan como sustrato y controlan o inducen la precipitación de tenardita en forma heterogénea y su crecimiento a temperaturas menores a 32,4 °C [53]. En estos hormigones la altura del daño es mayor, ya que la solución asciende más y se produce la cristalización. La ocurrencia de los procesos de cristalización es más numerosa en la cercanía del suelo y en esa zona se localiza el mayor daño. En los hormigones H4 y H7, también puede contribuir la menor resistencia que desarrollaron.

En el caso de los hormigones con puzolana natural (H5 y H6), es interesante resaltar que los mismos tienen una absorción, capilaridad y pérdida de peso similar al hormigón H1, pero presentan un mayor deterioro por cristalización de sales que sólo puede atribuirse al tamaño de los poros.

CONCLUSIONES

Los resultados de este estudio de campo muestran que el ataque de sulfatos a los hormigones semienterrados en el suelo es un fenómeno complejo: Sobre el nivel del suelo, el ataque dominante se atribuye a la cristalización de sales y para el hormigón en contacto con el suelo, el ataque se atribuye a la reacción química entre los iones sulfatos y los compuestos inestables de la pasta de cemento para formar ettringita y yeso.

En la zona superior, el descascaramiento progresivo de la superficie del hormigón se caracteriza en primera instancia por la pasta que se salta, luego presenta una apariencia arenosa, los agregados gruesos quedan expuestos, la pérdida de mortero conlleva a pérdida de los agregados gruesos y finalmente la probeta se separa en dos partes. Para que se produzca el daño por cristalización de sales en el hormigón se requiere el transporte de la sal disuelta a través de los poros interconectados, un proceso de evaporación o de cambio de temperatura que provoque la sobresaturación de la sal en los poros y su cristalización en los microporos para que ejerzan una presión superior a la resistencia a tracción del material. En los hormigones con alto contenido de adiciones, el mayor deterioro se atribuye a la mayor succión capilar y pérdida de agua por secado que favorece la cristalización en los pequeños poros que produce el progreso de la reacción puzolánica. En estos hormigones existe una buena correlación entre el índice del aspecto visual y la pérdida en peso, mientras que los resultados de la velocidad ultrasónica y módulo dinámico

indican que el daño en el interior de la probeta es muy bajo, con excepción del hormigón H7 en donde el daño ha alcanzado el centro del cilindro o viga.

En los hormigones con cemento CPN (H1 y H2), la presencia de fisuras, expansiones y finalmente la degradación de la zona enterrada indica la vulnerabilidad de los hormigones con elevado C3A. El análisis microestructural de estos hormigones reveló la alteración de la pasta y las interfaces de pasta-agregado con la formación de ettringita, la formación de yeso y en consecuencia el agotamiento de CH, y la formación de thaumasita como la última fase de ataque. El hormigón con cemento ARS mantuvo su integridad a lo largo de 22 años y solo hubo evidencia de la formación de ettringita-thaumasita-yeso en la zona superficial de las probetas. Los hormigones con 20% de ceniza volante mostraron un deterioro progresivo en la zona enterrada que provocó la rotura de las esquinas y pérdida de masa a los 22 años, y este proceso ocurrió en menor medida en el hormigón conteniendo 20% de puzolana natural.

A juzgar por las características visuales, mecánicas y mineralógicas, la combinación de cemento portland con elevado contenido de una adecuada ceniza volante, puzolana natural o escoria granulada de alto horno, proporciona un excelente comportamiento en la zona del hormigón enterrado en el suelo agresivo. Después de veintidós años, el hormigón con cementos ARS no presenta signos o evidencias de ataque de sulfatos. Los hormigones con alto volumen de cenizas volantes adecuadas, puzolana natural o escoria granulada de alto horno no mostraron ninguna alteración de la pasta (sólo la carbonatación superficial) y una buena calidad de la interfaz después de quince años expuestos en el suelo de sulfato. La densa estructura de pasta acompañada por la presencia de CH pobremente cristalizado en la pasta y en las interfaces debido a la reacción puzolánica que contribuye a preservar la integridad del hormigón.

Para todos los hormigones, no existe una correlación entre la resistencia a compresión y el nivel de daño. El módulo de elasticidad dinámico aparece como uno de los parámetros más sensibles para evaluar el progreso de un ataque interno.

BIBLIOGRAFÍA

- ATAQUE QUÍMICO AL HORMIGÓN, E.F. Irassar., Durabilidad del hormigón estructural, Asociación Argentina de Tecnología del Hormigón, Buenos Aires, Argentina, pp. 97-156 (2001)
- TEST OF 106 COMMERCIAL CEMENTS FOR SULFATE RESISTANCE, D.G. Miller, P.W. Mason; Proc. American Society for Testing Materials, 40, 988-1006 (1940)
- SULFATE RESISTANCE OF CONCRETE (GEORGE VERBECK SYMPOSIUM), ACI SP 77, American Concrete Institute, Detroit USS, 1982, pp. 107.
- SULFATE ATTACK ON CONCRETE. J. Skalny, J. Marchand, I. Odler; Spon Press, London and New York, 2002, pp. 217
- CONCRETE CORROSION AND CONCRETE PROTECTION, I. Biczock, Chemical Publishing Co., Inc, New York, 1967
- DESTRUCCIÓN DE LAS ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN POR LA ACCIÓN AGRESIVA DE LOS SULFATOS CONTENIDOS EN AGUAS Y SUELOS EN CONTACTO CON LA ESTRUCTURA, A. Fava; . Rev. La Ingeniería, 1029, 31-40 (1973)
- SOME NOTES ON ETTRINGITE FORMATION IN CEMENTITIOUS MATERIALS: HYDRATION AND THERMODYNAMIC CONSTRAINTS FOR DURABILITY, L.O. Höglund; Cement and Concrete Research, 22 (2-3) 217-228 (1992)
- SULFATE ATTACK ON CONCRETE - A CRITICAL REVIEW, P.K. Mehta; Materials Science of Concrete III, J. Skalny Ed., American Ceramic Society, Westerville, USA, 105-130 (1992)
- MECHANISM OF SULPHATE EXPANSION: II. Validation of Thermodynamic Theory, Xie Ping, J.J. Beaudoin; Cement and Concrete Research, 22 845-854 (1992)
- M.D. Cohen, B. Mather; SULFATE ATTACK ON CONCRETE - RESEARCH NEEDS, ACI Materials Journal, 88 (1) 62-69 (1991)
- P.K. Mehta; MECHANISM OF SULFATE ATTACK ON PORTLAND CEMENT CONCRETE - ANOTHER LOOK, T. Schmidt, B. Lothenbach, M. Romer, J. Neuenschwander, K., Cement and Concrete Research, 13 (3) 401-406 (1983)
- SCRIVENER; PHYSICAL AND MICROSTRUCTURAL ASPECTS OF SULFATE ATTACK ON ORDINARY AND LIMESTONE BLENDED PORTLAND CEMENTS. Cement and Concrete Research, 39(12) 1111-1121(2009)
- INFLUENCE OF CEMENT COMPOSITION ON CONCRETE DURABILITY, ACI, Rasheeduzzafar; Materials Journal, 89 (6) 574-586 (1992)
- INFLUENCE OF FLY ASH, SILICA FUME AND SLAG ON SULFATE RESISTANCE OF CONCRETE, P.S. Mangat, J.M. Khatib, , ACI Materials Journal, 92 (5) 542-551 (1995)
- MICROSTRUCTURAL AND MICROANALYTICAL STUDIES OF SULFATE ATTACK, S. Gollop, H.F.W. Taylor; III-Sulfate Resistant Portland Cement: Reaction with Sodium and Magnesium Sulfate Solution, Cement and Concrete Research, 25 (7) 1581-1590 (1995)
- SULFATE ATTACK ON CEMENTITIOUS MATERIALS CONTAINING LIMESTONE FILLER — A Review; E.F. Irassar; Cement and Concrete Research, 39 (3) 241–254 (2009)
- BUILDING RESEARCH ESTABLISHMENT, BRE 307, Thaumasite form of sulfate attack in limestone-filled cement mortars, Garston, Watford, UK, 1996.
- THE THAUMASITE FORM OF SULFATE ATTACK IN CONCRETES CONTAINING A SOURCE OF CARBONATE IONS, N. J. Crammond, M. A. Halliwell; - A Microstructural Overview, Second CANMET/ACI International Symposium on Advances in Concrete Technology, SP-154, American Concrete Institute, Detroit, 357-380 (1995)
- MECHANISM OF CONCRETE DETERIORATION BY SODIUM SULFATE CRYSTALLIZATION, DURABILITY OF CONCRETE, K.J. Folliard, P. Sandberg; ACI SP 145, 933-945 (1994)
- PERFORMANCE AND DURABILITY OF CONCRETE SYSTEMS, P.K. Mehta, P. Schiessl, M. Raupach; Proc. 9th International Congress on the Chemistry of Cement, New Delhi, India, I 571-662 (1992)
- ROLE OF PERMEABILITY IN SULPHATE ATTACK, R.P. Khatri, Sirivivatnanon; Cement and Concrete Research, 27 (8) 1179-1189 (1997)
- CAPILLARY TRANSPORT IN MORTARS AND CONCRETE, N.S. Martys, C.F. Ferraris; Cement and Concrete Research, 27 (5) 747-760 (1997)
- AN EFFECTIVE DIFFUSIVITY FOR SULFATE TRANSPORT INTO CONCRETE, P.J. Tumidajski, G.Chan, K. Philipose; Cement and Concrete Research, 25 (6) 1159-1163 (1996)
- THE MECHANISM AND RATE OF ATTACK OF SODIUM SULFATE SOLUTION ON CEMENT AND CEMENT/FLY ASH PASTE, J.G. Cabrera, C. Plowman; Advanced Cement Research, 1, 171-179 (1988)
- CHARACTERISTICS OF THE ATTACK OF CEMENT PASTE BY $MgSO_4$ AND $MgCl_2$ FROM THE PORE STRUCTURE MEASUREMENT, M. Moukwa; Cement and Concrete Research, 20 148-158 (1990)
- SULFATE ATTACK ON CONCRETE, P.K. Mehta; A critical Review, Materials Science of Concrete III, J. Skalny Ed., American Ceramic Society, Westerville, USA, 105-130 (1992)
- INFLUENCE OF CEMENT COMPOSITION ON THE CORROSION OF REINFORCEMENT AND SULFATE RESISTANCE OF CONCRETE, Rasheeduzzafar et al; ACI Materials Journal, 87 (2) 114-122 (1990)
- ATAQUE DE SULFATOS AL HORMIGÓN, E. Irassar; Adiciones minerales activas, Hormigón, 16, 21-31, 1986
- SULPHATE AND ACID RESISTANCE OF CONCRETE IN THE GROUND, Building Research Establishment; Digest No. 363, Garston, Watford, UK, (1991).
- EFFECTS OF FLY ASH AND SILICA FUME ON THE RESISTANCE OF MORTAR TO SULFURIC ACID AND SULFATE ATTACK, K. Torii, M. Kawamura; Cement and Concrete Research, 24 (2) 361-370 (1994)

- A MICROSTRUCTURAL STUDY OF THE EFFECT PRODUCED BY MAGNESIUM SULFATE ON PLAIN AND SILICA FUME-BEARING PORTLAND CEMENT MORTARS, D. Bonen; Cement and Concrete Research, 23 (3) 541-553 (1993)
- EFFECTS OF SODIUM SULFATE CONCENTRATION ON THE SULFATE RESISTANCE OF MORTARS WITH AND WITHOUT SILICA FUME, F. Aköz, F. Türker, S. Koral, N.Yüze; Cement and Concrete Research, 25 (6) 1360-1368 (1995)
- EFFECTS OF MAGNESIUM SULFATE CONCENTRATION ON THE SULFATE RESISTANCE OF MORTARS WITH AND WITHOUT SILICA FUME, F. Türker, F. Aköz, S. Koral and N.Yüzer; Cement and Concrete Research 27 (2) 205-214 (1997)
- THE INFLUENCE OF BINDER TYPE ON SULFATE RESISTANCE, C.D. Lawrence; Cement and Concrete Research, 22 1047-1058 (1992)
- DURABILIDAD DE HORMIGONES CON ADICIONES MINERALES ACTIVAS EN SUELO SALINO, E. Irassar, A. Di Maio, O. Batic; Proc. 9a Reunión Técnica A.A.T.H., Buenos Aires, Argentina, II, pp. 187-211(1989).
- REVISIÓN CRÍTICA DEL ENSAYO DE KOCH & STEINEGGER, E.F. Irassar; Proc. 9a Reunión Técnica A.A.T.H., Buenos Aires, Argentina, I pp. 239-249 (1989).
- SULFATE ATTACK ON CONCRETE WITH MINERAL ADMIXTURES, E.F. Irassar, A. Di Maio, O. Batic; Cement and Concrete Research, 26 (1) 113-123 (1996)
- PREDICCIÓN DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD EN CEMENTOS CON ADICIONES MINERALES ACTIVAS, E. Irassar, V. Rahhal, V. Bonavetti; Proc. XXVIII Jornadas de Sul-Americanas de Engenharia Estrutural, Sao Carlo, SP, Brasil, 5, pp. 2180-2197 (1997)
- INTI; Reglamento CIRSOC 201, Proyecto, Cálculo y Ejecución de Estructuras de Hormigón Armado y Pretensado, Centro de Investigación de los Reglamentos Nacionales de Seguridad para las Obras Civiles, Argentina, 1982.
- .ACI Committee 201; Guide to Durable Concrete, Manual of Concrete Practice, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2002
- DURABILITY OF CONCRETE CONTAINING SUPPLEMENTARY CEMENTING MATERIALS IN MARINE ENVIRONMENT, V. Malhotra, G. Carette, T. Bremen, ACI SP-100 Durability of Concrete, pp 1228-1258 (1989)
- CONCRETE, S. Mindess, F. Young; Prentice Hall Inc, N. J., USA, pg. 545 (1980)
- EVALUACIÓN DE LA RESISTENCIA DEL HORMIGÓN MEDIANTE MÉTODOS NO DESTRUCTIVOS. A. Di Maio; Hormigón, 8 31-41 (1982)
- SULPHATE RESISTANCE OF OPC, OPC/FLY ASH AND SRPC PASTES, D.C. Hughes; Pore Structure and Permeability, Cement and Concrete Research, 15 (6) 1003-1012 (1985)
- EFFLORESCENT MINERAL ASSEMBLAGES ASSOCIATED WITH CRACKED AND DEGRADED RESIDENTIAL CONCRETE FOUNDATIONS IN SOUTHERN CALIFORNIA, G.A. Novak, A.A. Colville; Cement and Concrete Research, 19 (1) 1-6 (1989)
- SULPHATE ATTACK ON CONCRETE, C D. Lawrence; Magazine of Concrete Research, 42 (153) 249-264 (1990)
- MICROSCOPIC FEATURES OF GROUND WATER-INDUCED SULFATE ATTACK IN HIGHLY PERMEABLE CONCRETES, S. Diamond, Fifth International ACI-CANMET Conference on Durability of Concrete, SP-192, American Concrete Institute, Farmington Hill, pp. 403- 416, 2000
- THE CO-EXISTENCE OF THAUMASITE AND ETTRINGITE IN CONCRETE EXPOSED TO MAGNESIUM SULFATE AT ROOM TEMPERATURE AND THE INFLUENCE OF BLAST-FURNACE SLAG SUBSTITUTION ON SULFATE RESISTANCE, P.W. Brown, R.D. Hooton, B.A. Clark; Cement and Concrete Composites, 25 (8) 939-945 (2003)
- THAUMASITE FORMATION IN LIMESTONE FILLER CEMENT EXPOSED TO SODIUM SULPHATE SOLUTION AT 20 °C, CEMENT, E.F. Irassar, V.L. Bonavetti, M.A. González, M.A. Trezza, Concrete and Composite, 27 (1) 77-84 (2005)
- A MICROSTRUCTURAL STUDY OF SULPHATE ATTACK ON PLAIN AND LIMESTONE PORTLAND CEMENT, E.F. Irassar, V. Bonavetti, M. González, Cement and Concrete Research, 33 (1) 31-41 (2003)
- DAMAGE BY DELAYED ETTRINGITE FORMATION, M. Collepardi; Concrete International 21 (1) 69-74 (1999)
- ROLE OF PORE STRUCTURE IN SALT CRYSTALLISATION IN UNSATURATED POROUS STONE. JOURNAL OF CRYSTAL GROWTH 260, D. Benavente, M.A. García del Cura, J. Garcia-Guinea; S. Sánchez-Moral, S. Ordóñez; 532-544 (2004).
- HOW DOES SODIUM SULFATE CRYSTALLIZE? IMPLICATIONS FOR THE DECAY AND TESTING OF BUILDING MATERIALS. C. Rodriguez-Navarro,; E. Doehne; E. Sebastián; Cement and Concrete Research, 30 (10),1527-1534 (2000).

ESTUDIOS Y ANTECEDENTES SOBRE LA REACCION ALCALI – SILICE (RAS) EN EL LEMIT

Darío D. Falcone y Oscar R. Batic †

INTRODUCCION

Las primeras obras de hormigón, documentadas en el mundo, que mostraron las manifestaciones de la RAS, datan de 1920 [1]. En la zona de La Plata a principio de la década de 1950 [2], se construyó el camino de dos trochas independiente que unen la ciudad de La Plata con el balneario de Punta Lara. A partir pocos años de su inauguración, aproximadamente 8 años, comenzaron aparecer signos de alteración del hormigón que provocaron el cierre de las juntas entre las losas, fisuras características a 120°, luego se observó que el aumento de volumen provocó la superposición de losas, etc lo que obligó a realizar mantenimientos y reparaciones. Esta situación brindó el motivo para que se iniciaran los primeros estudios en el LEMIT durante la segunda mitad de la década del 1950, solicitados por la Dirección de Vialidad de la Provincia de Buenos Aires. A partir de entonces, obras con RAS se han observado en muchos países y constituye una de las principales causas de deterioro del hormigón en servicio. Es así que nace la necesidad de estudiar sistemáticamente esta patología para evitar que se produzca el deterioro prematuro de las obras de hormigón, pues una vez que se inicia la reacción deletérea es muy difícil detenerla y los métodos aplicados son muy costosos.

Habitualmente se deben estudiar los agregados, gruesos y finos, utilizados para elaborar el hormigón y determinar el grado de reactividad frente a los álcalis aportados principalmente por el cemento portland, ello se realiza mediante ensayos de laboratorio normalizados. Los primeros pioneros que estudiaron el tema en el país, fueron los Ings. Fava Alberto S. C. y Colina José F., como así también el Dr. en Geología Cortelezzi Cesar y el Lic. en Química Manuele Raul al inicio de la década de 1960 realizando sus estudios en el LEMIT [2], que luego prosiguieran los Ings Wainsztein Marcelo, Batic Oscar y otros hasta la actualidad.

También han contribuido con estudios entes oficiales como Obras Sanitarias de la Nación, INTI, Universidades UNS, UNComahue, UTN y consultores particulares como ITH, CADIEN entre otros.

¿Que es la reacción álcali-sílice?

La reacción álcali sílice (RAS) involucra reacciones químicas entre los agregados reactivos y los álcalis contenidos en la solución de poros del hormigón generando productos expansivos que producen un aumento de volumen e inducen a la rotura prematura y/o la pérdida de la prestación de servicio de las estructuras [3].

Para conocer el funcionamiento de esta reacción deletérea se han realizado estudios sistemáticos sobre los siguientes aspectos:

- Conocimiento de los mecanismos involucrados en el proceso de deterioro del hormigón.
- Identificación de los tipos de rocas o de los minerales constituyentes de riesgo.
- Métodos rápidos y seguros para clasificar el comportamiento de los agregados.
- Desarrollo de especificaciones para prevenir la RAS en las nuevas estructuras de hormigón.
- Lineamientos para estudiar las estructuras de hormigón afectadas por la RAS, para diagnosticar su estado actual y la evolución de los deterioros futuros.

Signos característicos de la reacción deletérea en las estructuras de hormigón.

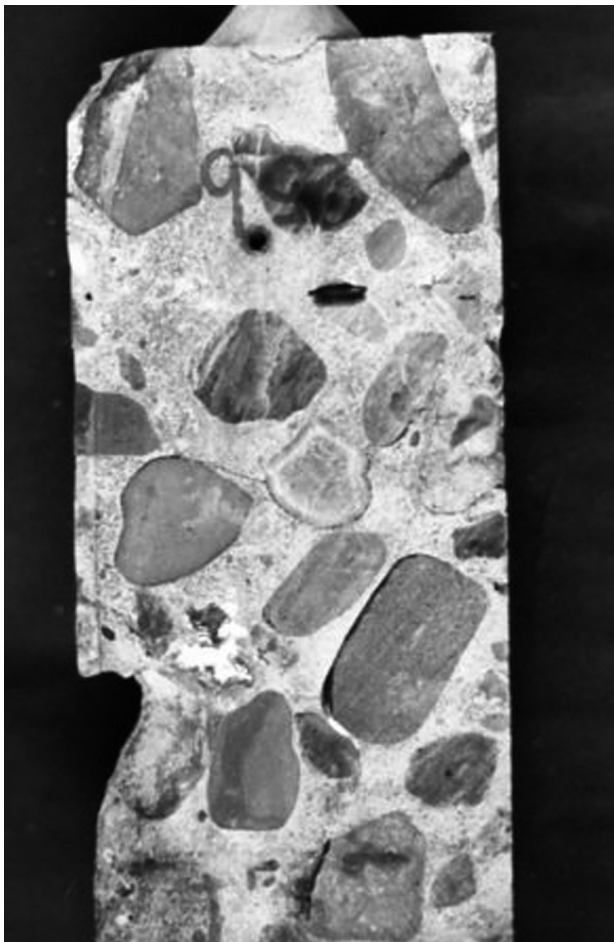
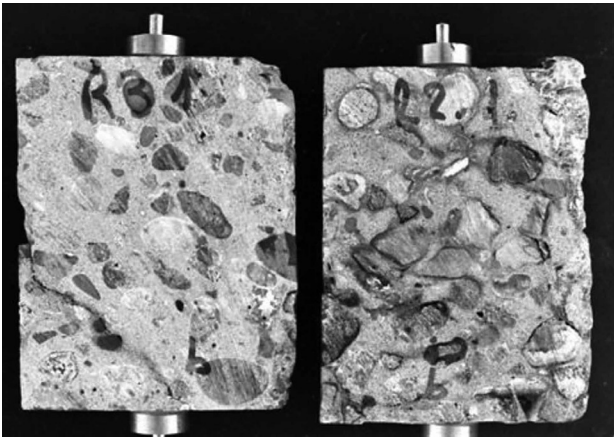
Las manifestaciones externas que presentan las estructuras afectadas por la RAS son fisuras y grietas con un diseño pseudo hexagonal. Las fisuras características de esta reacción parten de un punto con direcciones de aproximadamente 120 grados, en forma de mapa. Las fisuras presentan a veces una coloración más oscura sobre sus labios y la expulsión de un material, producto de reacción, de aspecto similar al caramelo, color ámbar claro a marrón brillante, que cuando se seca o carbonata cambia al color blanco. En los pavimentos es característico la ondulación de las losas, el cerrado de las juntas de contracción, la superposición de las losas, la rotura en forma de cuña debido a la presión de hinchamiento y en algunas ocasiones saltaduras del hormigón (pop outs). Cuando las estructuras contienen armaduras superficiales las fisuras copian la ubicación, mientras que cuando existen restricciones de borde se orientan con un cierto ángulo (por ejemplo 45°). Habitualmente, la abertura de las fisuras sobre la superficie exterior puede variar desde décimas de milímetros hasta 2 o 3 cm. Los testigos extraídos de estructuras afectadas muestran que el fenómeno se produce en toda la masa de hormigón. Generalmente, los agregados presentan aureolas alrededor como síntomas del deterioro de la interfase pasta-agregado, microfisuración de la pasta y a veces de los agregados. También pueden observarse variación en la coloración de los agregados, del mortero o de la pasta y además las fisuras y poros se rellenan con los productos de la reacción.



**Imagen 1: Base torre de alta tensión.
Salto Grande, Entre Ríos. 1987**



**Imagen 4: Base línea de alta tensión.
Salto Grande, Entre Ríos. 1987**



**Imagenes 2 y 3: Testigos extraídos de la base de torre
de alta tensión. Se observa la presencia de RAS**



Imagen 5: Camino Punta Lara, Ensenada. 1988



**Imagen 6: Probetas de hormigón. Método Iram 1700,
con agregado reactivo**

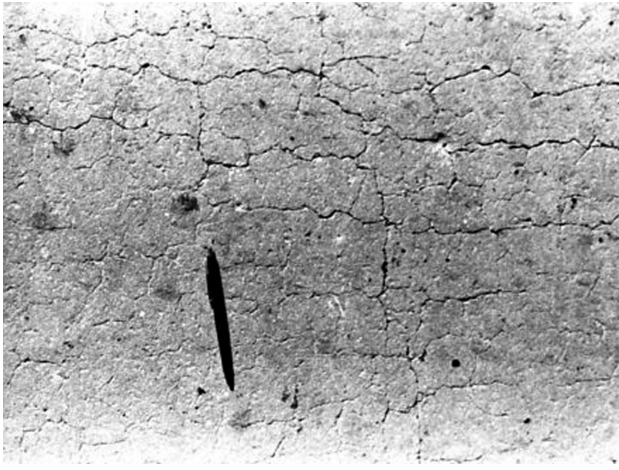


Imagen 7: Detalle del Camino Punta Lara, Ensenada



Imagen 8: Pavimento de Santiago del Estero. 1997



Imagen 9: Pavimento de Concordia, Entre Ríos. 1998



Imagen 10: Pavimento de la pista de aterrizaje, Aeropuerto de Corrientes. 1985



Imagen 12: Pavimento de la pista de aterrizaje, Aeropuerto de Corrientes. 1993

Petrografía de hormigones con y sin RAS.

La RAS es una patología compleja, dado que en ocasiones no presenta manifestaciones o signos de reacción muy evidentes en la superficie del hormigón con lo cual es necesario realizar estudios petrográficos sobre muestras extraídas de estructuras existentes o también de trozos de hormigón derivados de los ensayos físicos de mediciones de expansión; con el fin de confirmar la presencia de signos deletéreos por RAS. Para este fin se deben realizar secciones delgadas de muestras de hormigón y ser observadas por un geólogo experimentado en petrografía mediante un microscopio óptico de polarización, para poder estudiar la microestructura. En esta oportunidad se presentan microfotografías de hormigones con y sin manifestaciones de RAS.



Imagen 13: Dique en Santiago del Estero. 1997

Reacciones químicas y físicas provocadas por la RAS.

El hormigón endurecido contiene en su masa una red de poros capilares que están parcialmente ocupados por una solución altamente alcalina, con un pH superior a 12.5. La solución de poros está constituida principalmente por iones alcalinos (Na^+ , K^+ , Ca^{2+}), iones hidroxilos (HO^-) y contenidos menores de otros iones tales como Al^{3+} , Fe^{3+} y SO_4^{2-} .

Los agregados gruesos o finos no son totalmente estables dentro del hormigón a veces dan lugar a reacciones en algunos casos beneficiosas y en otras deletéreas. Algunos agregados reaccionan debido al elevado pH de la solución de poros dando lugar a compuestos expansivos, que producen tensiones internas que provocan la fisuración y consecuentemente afectan la capacidad portante de la estructura.

La reacción álcali sílice se produce entre los iones hidroxilos (HO^-) de la solución de poros y ciertos componentes síliceos termodinámicamente inestables presentes en los agregados, pues la sílice (SiO_2) no es directamente alterada por los álcalis (Na^+ , K^+) [3].

Aumento de volumen y sus consecuencias.

La reacción química que produce la RAS es generalmente acompañada de un aumento de volumen, existen diferentes mecanismos para explicar el proceso de expansión. En 1944, Hansen [4] para interpretarla propuso la teoría osmótica, según la cual la pasta de cemento que envuelve al agregado reactivo actúa como una especie de membrana semipermeable continua, donde el agua de la solución de poros puede atravesarla, aumentando de volumen que genera tensiones de tracción que el hormigón no puede absorber e inevitablemente conduce a la fisuración de la pasta que aglutina a los agregados.

Condiciones necesarias para que se produzca la RAS.

Para que se produzca la reacción deletérea expansiva es necesario que se presenten simultáneamente varias condiciones:

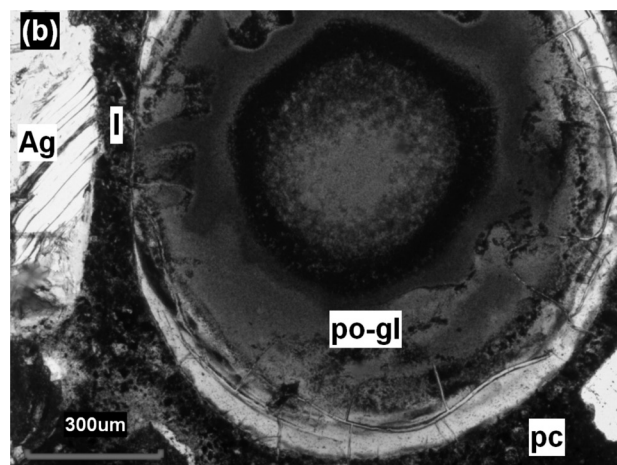
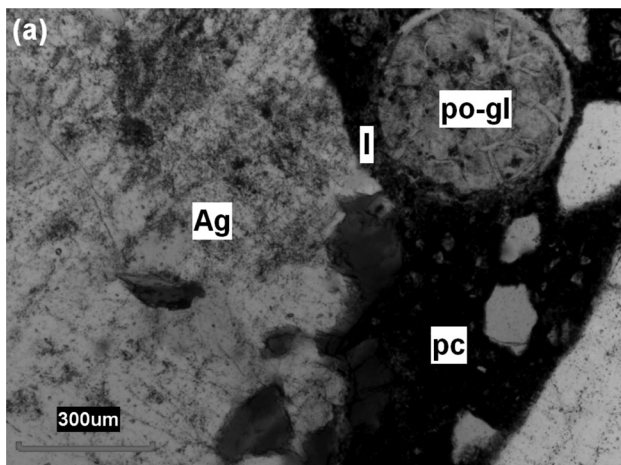


Imagen 13: Hormigón con RAS. Agregado grueso (Ag) de trituración: granito de Tandil.

(a) poro relleno con gel de reacción (po-gl) próximo a la interfase (I) del agregado con la pasta de cemento (pc).

(b) poro (po-gl) con un anillo de gel incoloro y hacia el centro del gel de color castaño. MOP, sin analizador, 50 aumentos.

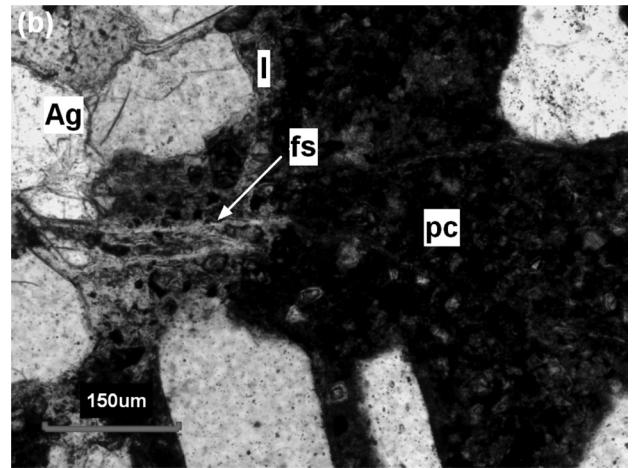
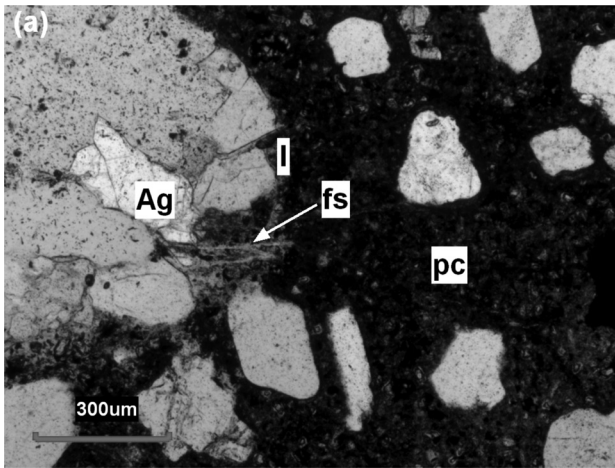


Imagen 14: Hormigón con RAS. Agregado grueso (Ag) de trituración: cuarcita Mar del Plata.
 (a) fisuras (fs) con gel de reacción que salen del agregado afectando a la interfase (I) y a la pasta de cemento (pc).
 (b) Detalle de la figura (a). MOP, sin analizador, (a) 50 aumentos y (b) 100 aumentos.

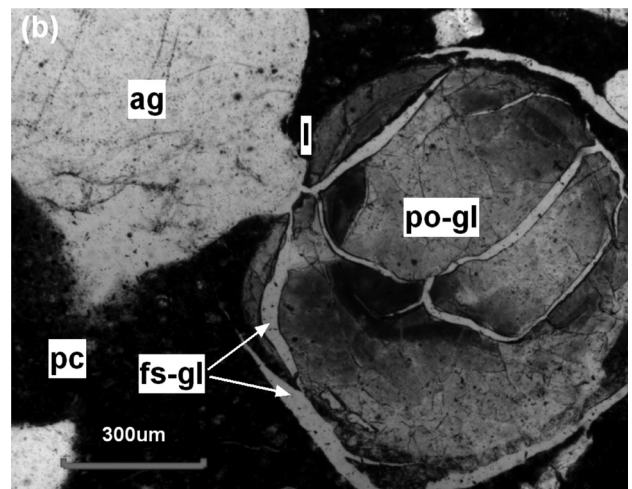
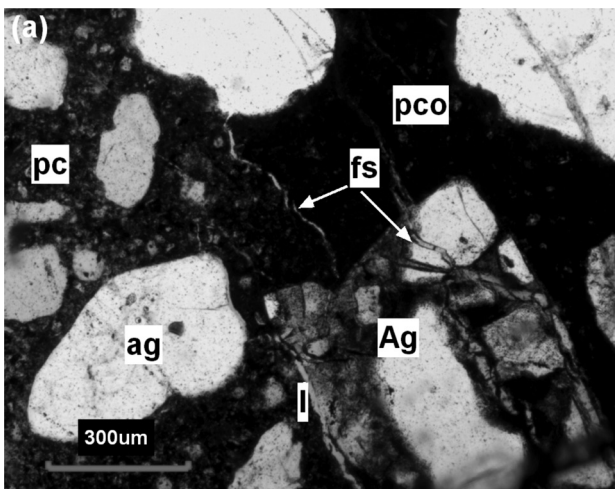


Imagen 15: Hormigón con RAS. Agregado grueso (Ag) de trituración: 10% arenisca de Chaco.
 (a) fisuras (fs), rellenas con gel, parten del agregado; pasta de cemento oscuracida (pco) y normal (pc). Interfase (I) fisurada y con gel.
 (b) Poro relleno con gel (po-gl) y fisuras rellenas con gel incoloro (fs-gl) en la interfase (I) con un grano del agregado fino (ag). MOP, sin analizador, 50 aumentos

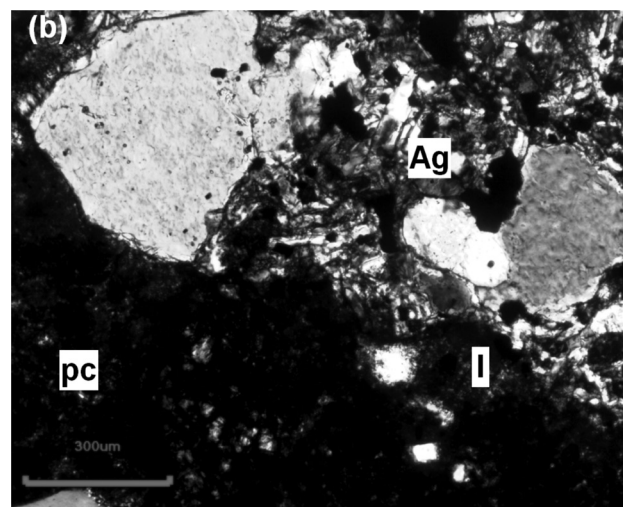
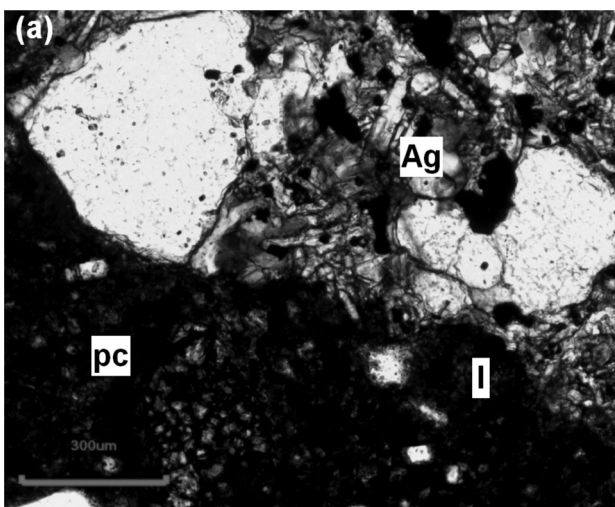


Imagen 16: Hormigón sin RAS. Agregado grueso (Ag) de trituración: Basalto de Córdoba compuesto por olivina (ol), piroxeno (px) y minerales opacos (op).
 (a) y (b) Pasta de cemento (pc) conservada, en buen estado, sin fisuras al igual que la interfase (I) pasta-agregado.
 MOP, (a) sin analizador y (b) con analizador, 50 aumentos.

- la presencia de agregados reactivos conteniendo sílice metaestable
- Una concentración mínima de iones alcalinos (Na^+ , K^+ , Ca^{2+} y HO^-) en el fluido de poros del hormigón.
- La presencia de humedad elevada, superior al 80% permanente o periódica que rodee al hormigón.
- Una temperatura ambiente normal.
- El transcurso del tiempo para que se alcancen las condiciones óptimas para el inicio de la reacción.

En la figura 1 se muestra un esquema típico de los procesos de la reacción álcali – sílice según la evolución de la expansión en el tiempo. Se puede observar principalmente que la curva para un agregado de reacción normal o rápida tiene tres periodos característicos: (1) el periodo de inducción durante el cual se movilizan los iones en la solución de poros hasta iniciar el ataque al agregado reactivo, (2) el periodo de reacción franca entre los componentes activos con elevada velocidad de expansión y por último (3) el periodo de amortiguamiento caracterizado por una disminución de la velocidad de reacción debido al agotamiento de alguno de los reactivos intervinientes (por ejemplo los álcalis disponibles) hasta desaparecer y la curva de expansión tiende a la horizontal, semejante a la curva de Tutti. En cambio en los agregados de reacción lenta tienen el periodo de inducción mas prolongado y el de reacción franca es mas lento.

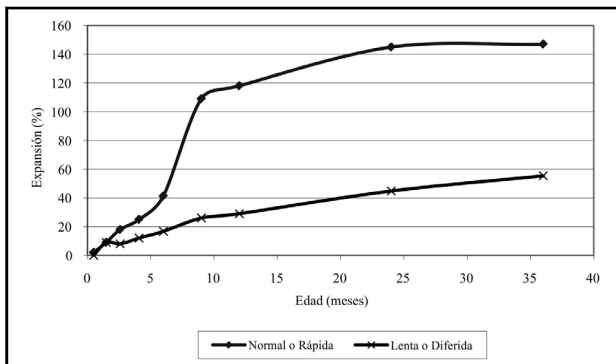


Figura 1: Esquema típico de los procesos de la RAS.

Según la forma y el estado en que se presenta la sílice reactiva en el agregado, habitualmente se reconocen dos cinéticas de reacción álcali-sílice:

- Las rocas que contienen minerales de sílice pobremente cristalizada o metaestable como son: ópalo, tridimita, cristobalita y vidrio volcánico, este caso se conoce como reacción álcali sílice rápida o normal.
- Las rocas que contienen formas de cuarzo microcristalino, tensionado o deformado (cataclastizadas) y/o recristalizado, debido a sus cristales muy pequeños deformados con tensión en sus bordes presentan una reacción lenta o diferida, con un periodo de inducción muy prolongado y con signos de deterioro externo y fisuración luego de 8 a 25 años. En este caso se conoce como reacción álcali- sílice lenta [3].

Medidas preventivas para evitar o atenuar la RAS.

Las medidas para disminuir o eliminar los riesgos de que se produzca la RAS en el hormigón, están vinculadas al diagnóstico sobre la aptitud de los agregados frente a los álcalis, la posibilidad de que los agregados aporten álcalis,

las características del ambiente donde se emplaza la estructura, el tipo de estructura y los elementos que corren mayores riesgos y los cambios de destino de la obra.

Una vez conocidos estos datos como la reactividad de los agregados, condiciones ambientales, características de la obra, etc se busca una solución tecnológica como aplicar algunas de las siguientes recomendaciones:

- no usar agregados reactivos frente a los álcalis.
- reemplazar un porcentaje del agregado reactivo por otro no reactivo.
- usar un cemento portland de bajo álcalis o inhibidor de la RAS.
- limitar el contenido total de álcalis en el hormigón.
- usar porcentajes convenientes de adiciones minerales activas que inhiban la RAS.
- usar aditivos químicos, del tipo de las sales de litio o de otra base que sean efectivos para disminuir la RAS.

Antes de aplicar la solución tecnológica a adoptar en la construcción se debe verificar su efectividad mediante ensayos de laboratorio. Además se deben hacer controles durante la ejecución de la obra para asegurar el cumplimiento. Estas medidas deben ser completadas con otras, relacionadas con las reglas del arte de la tecnología del hormigón tales como emplear una baja razón a/c, elaborar hormigones impermeables, proporcionar un buen curado, etc. A continuación se presenta un breve análisis sobre cada medida preventiva para evitar la RAS [3].

a) Estudio de los agregados: La mejor solución es seleccionar agregados no reactivos, a veces no es lo mas práctico ni económico, pues los yacimientos de agregados que reúnan estas características pueden estar lejos o no estar disponibles. En ocasiones es posible atenuar la RAS con sólo mezclar, en proporciones convenientes, diferentes agregados y granulometrías.

b) Limitar el contenido de álcalis totales en el hormigón: La RAS puede ser evitada o reducida significativamente por el uso de cemento portland de bajo álcalis o resistente a la RAS (IRAM 50001) [5] o limitando el contenido unitario de álcalis total en el hormigón a un umbral máximo. A nivel internacional habitualmente se acepta un límite máximo de álcalis totales expresado en Na_2O_{eq} de 3 Kg/m^3 . Además, debe tenerse en cuenta que es posible el aporte de álcalis por los agregados (feldespatos, agregados de origen marino, etc),[6] los aditivos, algunas adiciones minerales y eventualmente el ambiente que rodea al hormigón.

c) Usar adiciones minerales activas: Experiencias de laboratorio y aplicaciones en obras realizadas han mostrado que distintas adiciones minerales activas como puzolanas naturales o artificiales, cenizas de carbón, escorias granuladas de alto horno son muy efectivas para evitar o atenuar la RAS. También, la combinación de adiciones de distinto origen produce una mejor solución tecnológica, pues además de inhibir la RAS puede evitar la pérdida de resistencia mecánica a edad temprana.

d) Aditivos químicos: En los últimos años han aparecido en el mercado aditivos químicos basados en sales de litio (LiF , Li_2CO_3 , LiOH o LiCl) para mitigar los efectos deletéreos de la RAS. Este efecto es conocido a través de

los trabajos de Mc Coy y Caldwell [7] presentados en 1951; reforzados por Stark et al [8] y por otros investigadores [9-11]. Existen antecedentes que muestran que el uso de porcentajes inadecuados (generalmente bajos) de sales de litio producen aumentos de la reacción comprobado en el uso del LiNO_3 . [11-12]

ENSAYOS NORMALIZADOS

Para el estudio de la reactividad de un agregado de posible uso en el hormigón, se pueden usar diferentes ensayos, algunos conviene complementarlos con ensayos de largo plazo. Los mas usados son el estudio mineralógico (IRAM 1649) [13], el método de la barra de mortero (IRAM 1637) [14], el método acelerado de la barra de mortero (IRAM 1674), el método del prisma de hormigón (IRAM 1700) [15], el método químico (IRAM 1650) [16] o bien otros ensayos sugeridos por la bibliografía internacional [17-19].

En esta ocasión mostraremos tres tipos de ensayos de uso mas difundido en nuestro país, informando curvas obtenidas con agregados utilizados en obras importantes como pavimentos, aeropuertos, diques, acueductos, puentes, etc y otros agregados de uso habitual en diferentes regiones de la Argentina.

Método de la barra de mortero IRAM 1637 (ASTM C227)

Utilizando este método se estudió la posible reactividad de los agregados utilizados en grandes obras como el Dique Salto Grande (1963) sobre el río Uruguay, el Túnel Subfluvial Paraná – Santa Fé (1965), Dique el Nihuil en Mendoza, Dique El Chocón en Neuquén, Aeropuerto de Ezeiza, arenas del río Paraná desde Pcia de Bs. As hasta la ciudad de Corrientes, LAT Concordia – Bs. As., entre otras.

El método sucintamente consiste en confeccionar barras de 2.5 cm de lado y aproximadamente 30 cm de largo utilizando un mortero con el agregado en estudio y un cemento portland normal de alto álcalis. Las barras se estudian durante 1 año estacionadas en un recipiente que mantenga una HR de saturación aproximadamente 100% a la temperatura de $38 \pm 2^\circ\text{C}$. Se hacen mediciones de longitud mensualmente a fin de conocer la evolución de la reacción álcali – agregado a través de la medida del aumento de volumen (expansión) de la barra.

Las primeras series de ensayos, a partir de 1965, se realizaron para dos importantes obras de hormigón en Argentina, como el Túnel Subfluvial entre Santa Fe y Paraná y el Dique El Nihuil en Mendoza.

Para el Túnel Subfluvial se proyectaron doce series de ensayos con cuatro agregados y tres cementos portland distintos. Los resultados se indican en las figuras 2 a 5.

En sus comienzos, una de las mayores preocupaciones en la aplicación de este ensayo era evitar la evaporación del agua de estacionamiento en el contenedor de las probetas. Se lograba con un sellado hidráulico en la parte superior de los recipientes contenedores de las probetas, por lo que era necesario un control periódico de los mismos, dado que la temperatura de estacionamiento es de $38 \pm 2^\circ\text{C}$ y aceleraba

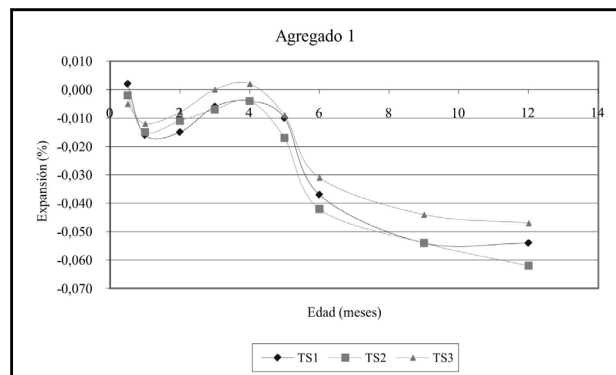


Figura 2: Agregado 1. Túnel Subfluvial.

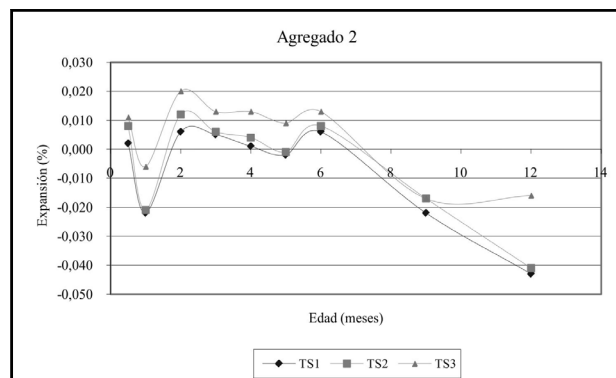


Figura 3: Agregado 2. Túnel Subfluvial.

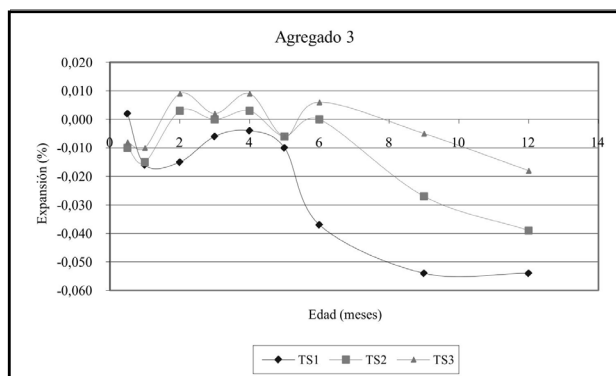


Figura 4: Agregado 3. Túnel Subfluvial.

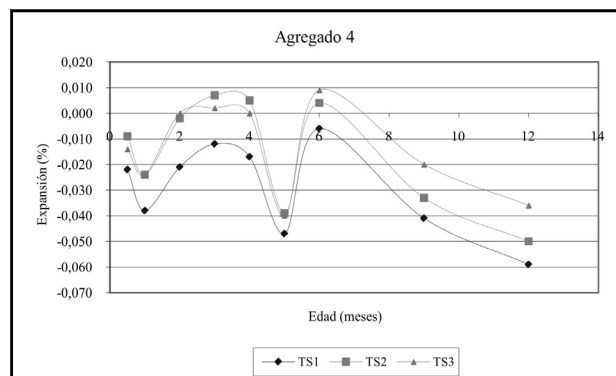


Figura 5: Agregado 4. Túnel Subfluvial.



Figura 6: Vista superior.



Figura 7: Frente recipiente.

la evaporación del agua del sellado y como consecuencia el agua en el interior del recipiente de estacionamiento, faltando humedad a las probetas para que se produzca la reacción. En la figuras 6 y 7 se muestra el contenedor de almacenamiento.

Un claro ejemplo de lo dicho se puede observar en la figura 5, pues a la edad de 5 meses cae bruscamente la expansión y a los 6 meses la recupera. En todos los casos se produce un cambio de volumen negativo, no alcanzando el límite propuesto por la normativa y por lo tanto los agregados son clasificados como no reactivos.

De acuerdo a los estudios petrográficos realizados en la época, el agregado 1, es una arena fina con bajo contenido de calcedonia, el agregado 2, una arena gruesa, el 3 y 4, cantos rodados, con elevado contenido de calcedonia

probablemente con algo de ópalo (difícil de determinar en aquella época), por lo que se presumen que son potencialmente reactivos con los álcalis contenidos en el hormigón. Los cementos utilizados TS1, TS2 y TS3 tienen los siguientes contenidos de álcalis 0.32%, 0.30% y 1.15% respectivamente.

A pesar que los agregados contienen minerales potencialmente reactivos (calcedonia y ópalo) y utilizando un cemento de alto álcalis, el método no acusó expansión, figuras 2 a 5.

Para el estudio del Dique El Nihuil se analizaron nueve series de ensayos usando tres agregados y tres cementos portland distintos. Los resultados se indican en las figuras 8 a 10.

En esta oportunidad ocurre algo similar con los resultados de los ensayos realizados para el Túnel Subfluvial. Los tres cementos eran de alto álcalis, N1, N2 y N3 y no hubo expansión ni se manifestaron otros signos de reacción adversa, a pesar de que los agregados eran procedentes

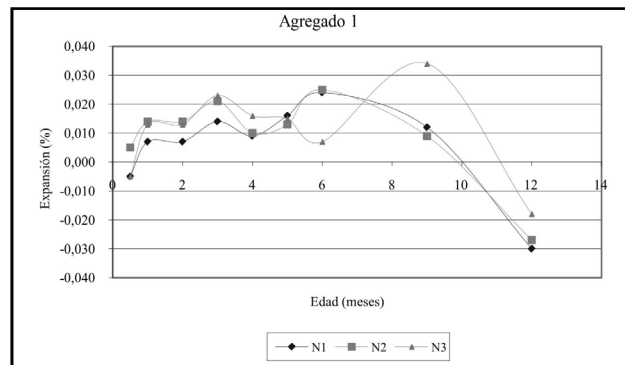


Figura 8: Agregado 1. Dique El Nihuil.

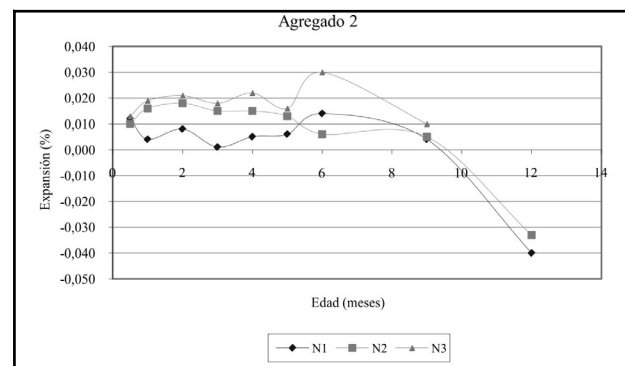


Figura 9: Agregado 2. Dique El Nihuil.

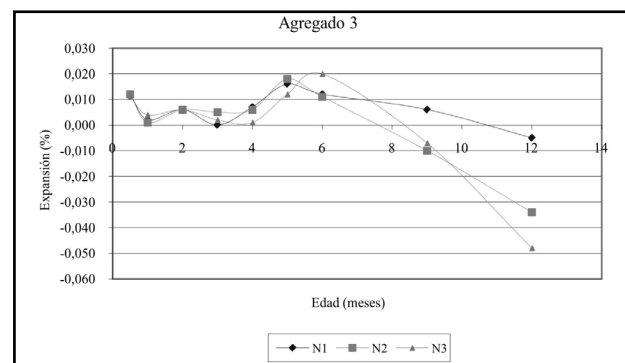


Figura 10: Agregado 3. Dique El Nihuil.

de Mendoza, por lo general contienen vidrio volcánico y resultan reactivos.

Una particularidad, observada en los resultados de los ensayos es que, hasta la edad de 6 a 8 meses, hay expansión y luego comienzan a disminuir con cambio de pendiente, llegando a valores negativos a la edad de un año. Esto puede ocurrir debido a que por la circulación de la humedad, produce la lixiviación de los álcalis disminuyendo la reacción deletérea y de esta manera ocasiona el cambio de pendiente de las curvas.

En las figuras 11 y 12 se muestran dos agregados del Río Diamante (Mendoza) con dos cementos portland de distinta procedencia y contenidos de álcalis.

En las mismas se observan expansiones que superan el límite propuesto de 0.100% con el cemento RD2. Con el cemento RD1 está en el límite para el agregado 1 y a la mitad de la expansión para el agregado 2. A diferencia de los conjuntos de materiales del Túnel Subfluvial y el Dique El Nihuil, estos agregados posiblemente contienen mayores porcentajes de minerales reactivos que los anteriores (vidrio volcánico) con lo cual a pesar de las deficiencias enumeradas del método permite acusar expansiones.

En el año 1968 se creó la Comisión de estudio de la RAS para reunir antecedentes de diversos orígenes organizando estudios coordinados en laboratorios locales. Se iniciaron utilizando arenas del Río Paraná, tomadas en diferentes puntos del curso y para el ensayo se utilizó un cemento portland de alto álcalis. En las figuras 13 y 14 se indican los resultados obtenidos.

En la figura 13 se observa un crecimiento progresivo de las expansiones en el tiempo, algunas arenas superan el límite y otras no. En cambio en la figura 14, se observa que algunas series, las expansiones están cercanas al límite en los primeros dos meses, luego disminuye progresivamente. Otras series, comienzan con expansiones menores, con incrementos importante a los cuatro meses para luego también disminuir. Este comportamiento se puede deber a los dos factores mencionados anteriormente, pérdida de humedad y lixiviación de álcalis. Es de destacar, que en todas las arenas los cambios de volúmenes son positivos.

El dique El Chocon se termino de construir en el año 1973. Antes de iniciar la construcción, en 1970, en el LEMIT se realizaron los estudios sobre el comportamiento de los agregados frente a la RAS que se utilizarían para elaborar el hormigón. En las figuras 15 y 16 se muestran algunos de los resultados obtenidos con dos cementos, el uno procedente de Pipinas con un tenor de álcalis de 1.13% y el dos de Olavarría con 0.46%.

Se puede observar en la figura 15 que los agregados finos Ch1a, Ch3a y el grueso Ch3g no superan el límite de 0.100% al año, con una tendencia positiva en el caso del agregado Ch1a. El límite especificado de 0.100% es superado por el agregado grueso Ch1g y su combinación con el fino. Es para destacar que los agregados Ch3a y Ch3g por separados tienen una baja expansión pero al combinarlos superan el límite, por lo tanto se está evidenciando el efecto "pessimun" de los componentes reactivos de los agregados. En la figura 16 se observa que el cemento, de bajo álcalis, atenuó los efectos deletéreos de la RAS, pues todas las expansiones son inferiores al límite especificado.

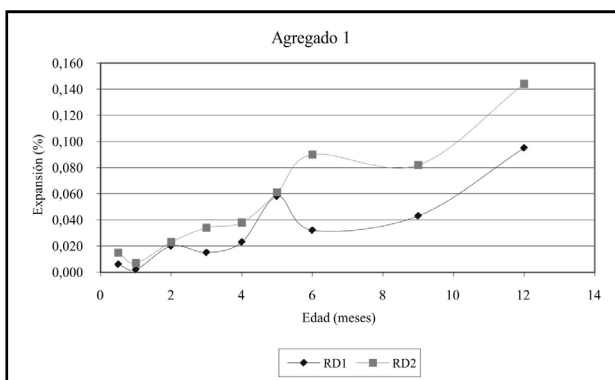


Figura 11: Agregado 1. Dique El Nihuil.

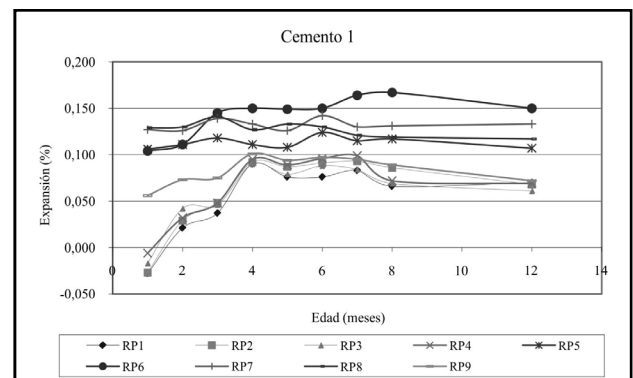


Figura 13: Arenas Río Paraná.

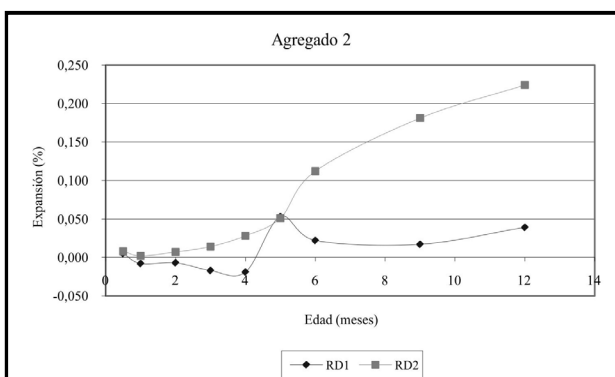


Figura 12: Agregado 2. Dique El Nihuil

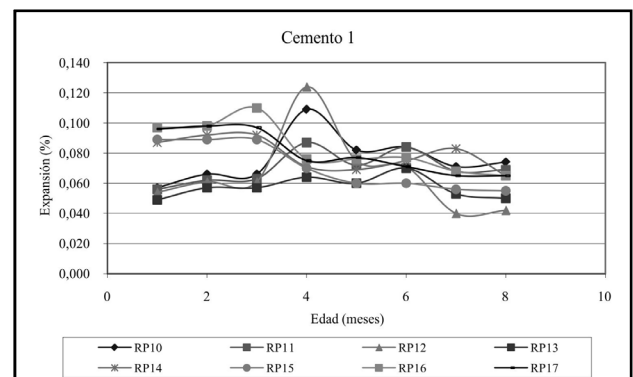


Figura 14: Arenas Río Paraná.

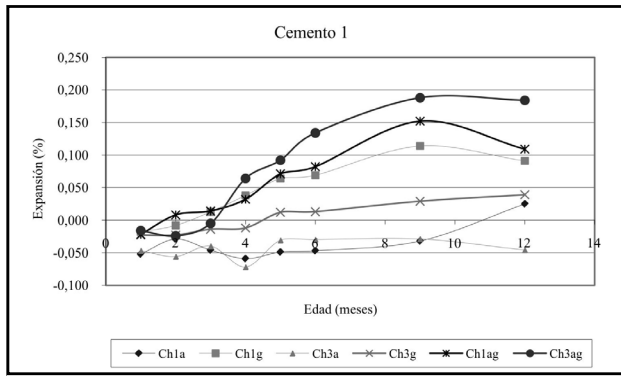


Figura 15: Agregados Dique El Chocon.

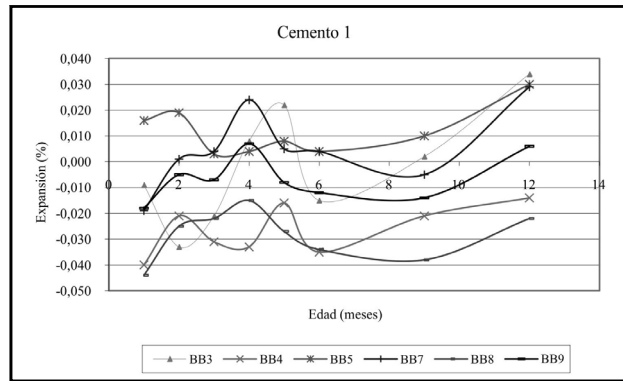


Figura 17: Arena de Bahía Blanca.

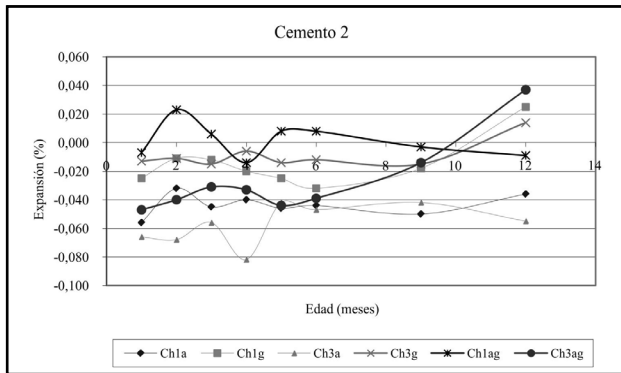


Figura 16: Agregados Dique El Chocon.

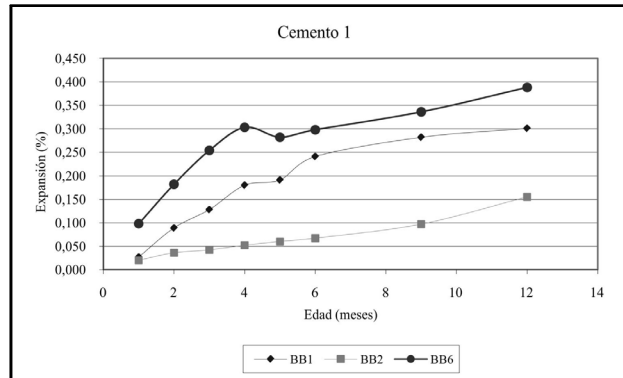


Figura 18: Arena de Bahía Blanca.

En la zona de Bahía Blanca se observan obras deterioradas, especialmente pavimentos afectados por la patología de la RAS, es por ello que en esta oportunidad se analizan los resultados de 9 arenas procedentes de esa zona utilizadas para elaborar hormigón y fueron ensayadas usando un cemento de alto álcalis (1.07%). En las figuras 17 y 18 se indican los resultados.

Parte de las probetas fueron observadas con lupa al finalizar el ensayo de expansión para realizar estudios petrográficos, por ejemplo en las muestras BB3, BB4, BB5 y BB7, se observaron abundantes geles y la expansión no supera el límite especificado y las muestras BB8 y BB9 tienen escasa evidencia de RAS. Las muestras BB1, BB2 y BB6 superan el límite de 0.100% observándose abundantes geles y fisuras. Los resultados obtenidos, muestran algunas incongruencias como la baja expansión y abundantes manifestaciones de la RAS en las probetas; las posibles causas pueden coincidir con lo indicado anteriormente, lixiviación de álcalis y pérdida de humedad.

En 1972 comienza a construirse el dique “Pasos de las Carretas” en la Provincia de San Luis, sobre el Río Quinto y su inauguración se realizó en 1982. En el LEMIT se hicieron los estudios de reactividad de los agregados, entre fines de 1973 y comienzos de 1974. Los resultados de los ensayos se indican en las figuras 19 y 20.

Los cementos, 1 y 2 utilizados, son de alto contenidos de álcalis, 0.94% y 1.24%, respectivamente. Esta diferencia de álcalis se ve reflejada en el valor de las expansiones. A pesar que las mismas no superan el valor límite, los estudios petrográficos confirman la presencia de RAS. En la figura 21 se presenta las observaciones luego de un año, dando fin al ensayo físico.

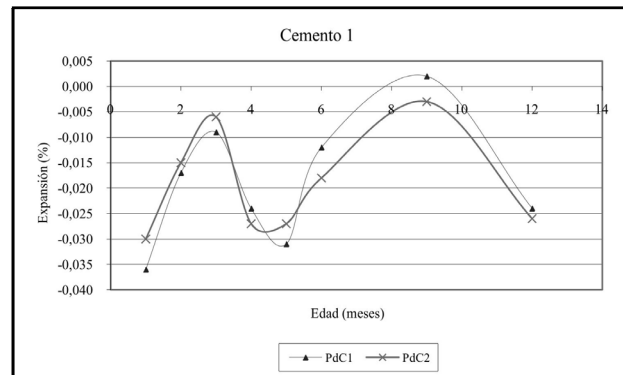


Figura 19: Agregados San Luis.

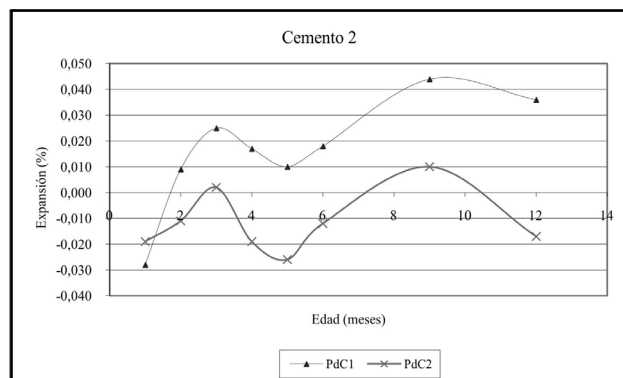


Figura 20: Agregados San Luis.

Entre los años 1985 y 1988 se realizaron estudios para determinar el efecto “pessimun” de una arenisca cementada con ópalo procedente de la Provincia del Chaco, caracterizada como muy reactiva. En las figuras 22 y 23 se muestran los resultados obtenidos con dos cementos de alto álcalis, 1.22% y 1.14% respectivamente y porcentajes

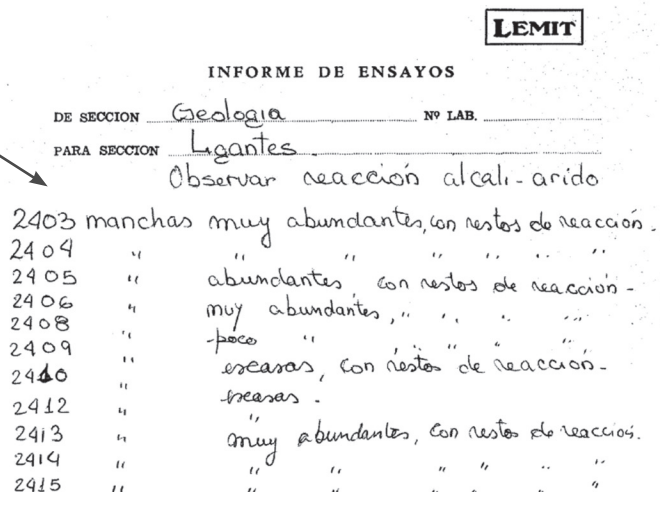
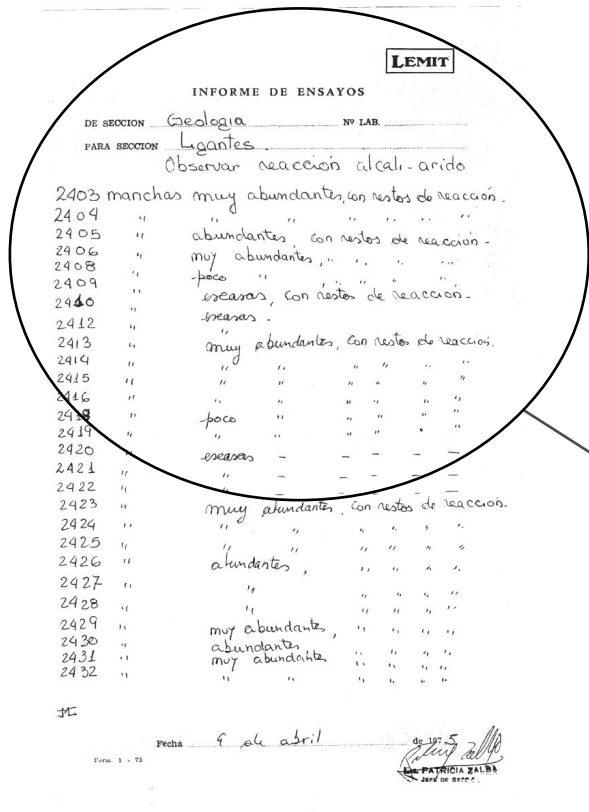


Figura 21: Estudio Petrográficos de barras de mortero, luego del ensayo IRAM 1637.

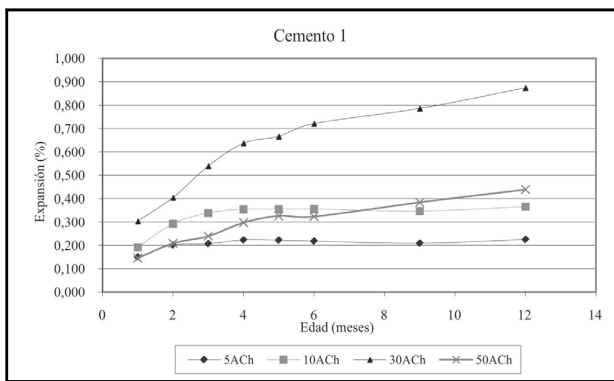


Figura 22: Cemento 1 (Na₂O_e:1.22%).

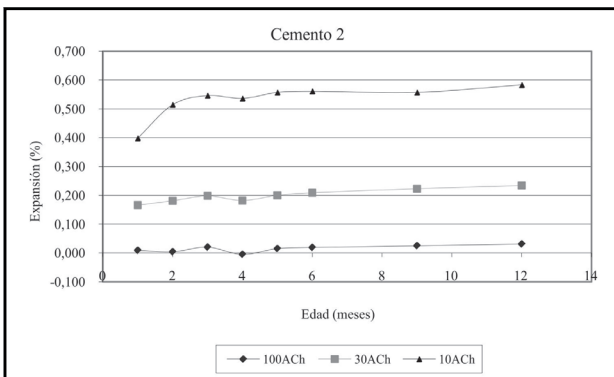


Figura 23: Cemento 2. (Na₂O_e:1.14%).

variables de arenisca con una arena no reactiva.

Como se puede observar el porcentaje de arenisca para el cual se obtiene el efecto "pessimun" es distinto. En el caso de la figura 22, la máxima expansión se logra con el 30% y en la figura 23 con el 10% de agregado reactivo.

Esta situación es atribuida a la variación del contenido de ópalo que cementa los granos en la arenisca o sea la falta de homogeneidad de la muestra. Es de destacar que cuando los agregados son muy reactivos el método ofrece una buena respuesta y en los primeros meses alcanza el valor fijado a un año. Una vez detectada la reactividad del agregado, es necesario buscar una solución tecnológica para disminuir o evitar la reacción deletérea. Para ello se puede usar cementos de bajo álcalis (< 0.6 Na₂O_e), adiciones minerales activas inhibitoras de la RAS, cambiar parte o todo el agregado reactivo, etc

En las figuras 24 y 25 se muestran experiencias para disminuir los efectos deletéreos.

En la figura 24 se puede observar el comportamiento inhibitor de la ceniza volante cuando reemplaza por cemento, 25, 35 y 45%, para mitigar los efectos deletéreo de la RAS, ocasionado por el 30% de arenisca del Chaco y un cemento de alto álcalis. En la figura 25 se utilizó una puzolana natural en reemplazo del 20, 30 y 40%, del cemento. Esta solución tecnológica fue deficiente dado que la expansión superó el límite especificado por la norma, utilizando en este caso un 10% de arenisca del Chaco.

A partir del año 1989, se mejoraron las condiciones de estacionamiento de las probetas, se reemplazaron los recipientes mostrados en las figuras 6 y 7 por los especificados en la norma IRAM 1637 en la actualidad. Estos recipientes son de PVC con tapa de cierre hermético, sin pérdida de humedad y por lo tanto sin control diario de los mismos, sin embargo aún es difícil mantener la temperatura homogénea sobre la superficie de la probeta de mortero, por lo que no se puede cortar totalmente la lixiviación

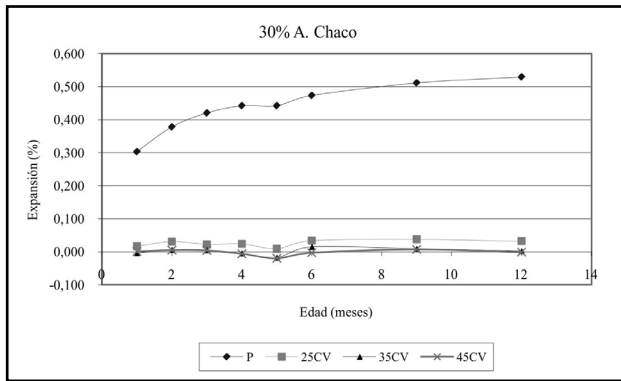


Figura 24: 30% A. Chaco y Ceniza Volante.

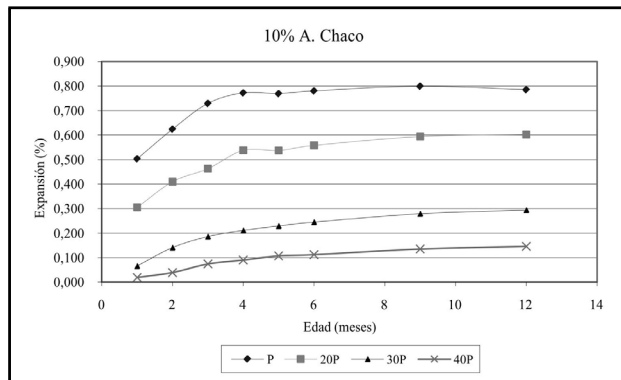


Figura 25: 10% A. Chaco y Puzolana.

En la figura 26 se indican los resultados para mezclas utilizando agregados de Bahía Blanca con un cemento de bajo álcalis (0.24%).

Como se puede observar en la figura, la expansión al término de dos años es menor que el límite especificado, por lo tanto la utilización del cemento de bajo contenido de álcalis, constituyen este caso una solución tecnológica para atenuar la RAS. Lo que se destaca en esta figura, en comparación con los ensayos realizados antes de 1989, es que los cambios de volúmenes son positivos, es decir se producen expansiones aunque no superen el valor para caracterizar a la mezcla como reactiva frente a los álcalis. Por lo tanto las condiciones de estacionamiento de las probetas mejoraron, logrando mantener la humedad en forma mas adecuada al ensayo.

En las figuras 27 y 28 se indican los resultados de ensayos realizados en el año 1996, con agregados basálticos y graníticos respectivamente.

Como se puede observar en la figura 27 un grupo de agregados al año no superan el límite de 0.100% y otro si, dependiendo del contenido de minerales reactivos de los agregados. Si se prolonga el estudio hasta los 5 años, todos los agregados superan el límite de 0.100%. Algo similar ocurre en la figura 28 con agregados graníticos. Lo destacable de estos resultados es que no coincide con lo dicho antes sobre la lixiviación de los álcalis en el tiempo, pero coincide con el comportamiento de los granitos que son considerados como de reacción lenta.

A partir de esta fecha, los estudios de RAS realizados con el método según IRAM 1637, comenzaron a realizarse

más esporádicamente, pues comenzó a utilizarse en la evaluación el método acelerado de la barra de mortero, debido a todos los inconvenientes citados anteriormente y al tiempo de un año que demanda el ensayo. Por lo general en la última década se ha utilizado el método para evaluar el efecto pessimum cuando el agregado es muy reactivo y se han hecho pruebas con el uso de aditivos inhibidores, sin mucho éxito.

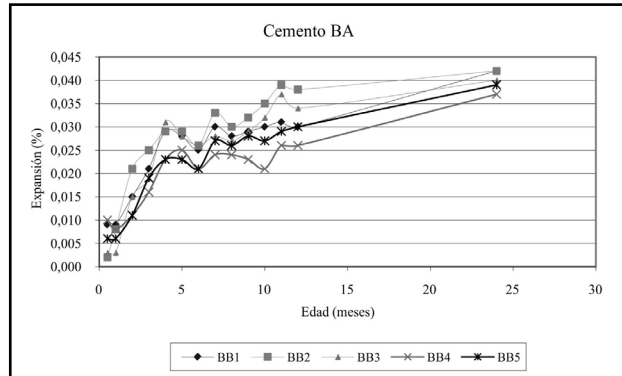


Figura 26: Agregados de Bahía Blanca.

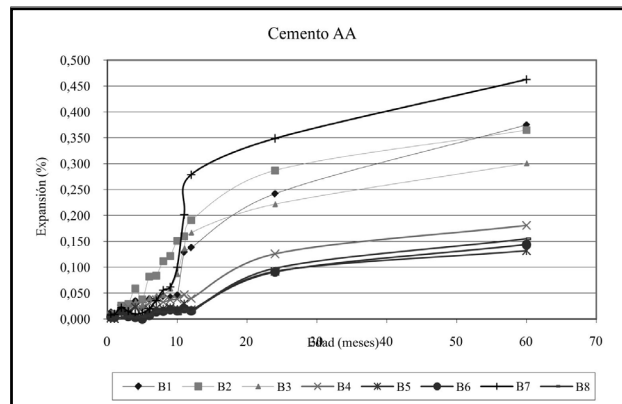


Figura 27: Agregados basálticos.

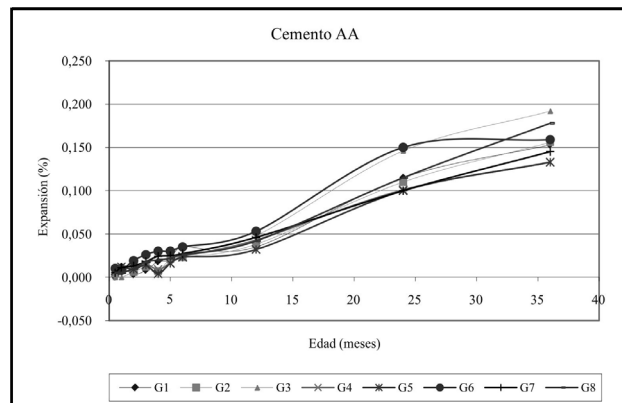


Figura 28: Agregados graníticos.

Método acelerado de la barra de mortero IRAM 1674 (ASTM C1260)

A principio del año 1988, se realizan las primeras experiencias con este método, conocido como NBRI. Las proporciones de los materiales en las mezclas se realizan de acuerdo a la norma ASTM C227, pues en ese momento no se había elaborado aún la normativa nacional IRAM 1674, aprobada en IRAM en 1997.

El método consiste en elaborar barras de mortero con el agregado en estudio y un cemento de alto álcalis, a las 24 hs se desmoldan y se ponen en agua a 80°C a las 48 hs se hace la lectura inicial y se sumergen en una solución de hidróxido de sodio 1 normal.

En la figura 29 se indican los resultados de las experiencias realizadas usando 100% arenisca muy reactiva del Chaco, otra arena silíceica no reactiva, denominada "Oriental", una mezcla de arena Oriental y 5% de ópalo (árbol petrificado) y una mezcla de arena Oriental con el 30% de arenisca y además una tridimita. El cemento utilizado es de alto contenido de álcalis totales (1.14%). En la figura 30 se muestran los resultados con agregados utilizados en Piedra del Águila, con distintos cementos, uno de alto álcalis (0.97%), otro de bajo álcalis (0.57%), uno puzolánico y otro preparado en laboratorio (cemento de alto álcalis, 0.97%, con un reemplazo del 27% de puzolana natural)

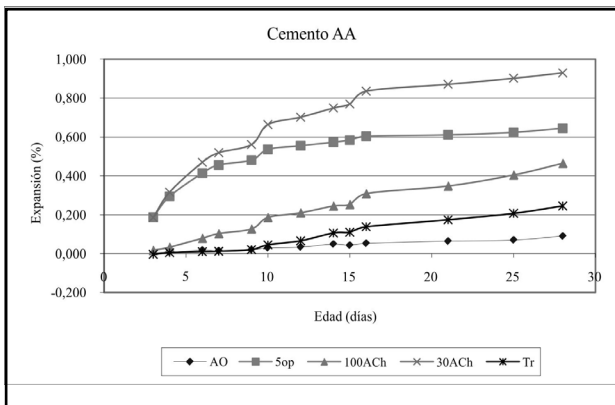


Figura 29: Agregados distinta procedencia.

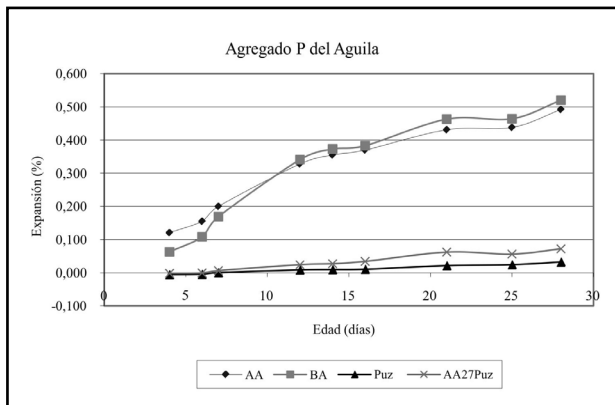


Figura 30: Agregados de Obra.

El CIRSOC 201 [20] indica que la evaluación con este método, la expansión debe ser menor a 0.100% a los 16 días desde la elaboración de las probetas, para considerar al agregado como reactivo; la arena "Oriental" se caracteriza como no reactiva, en cambio las mezclas con ópalo y arenisca superan el límite de 0.200% por lo tanto son reactivas y la tridimita está en la zona de incertidumbre del método, entre 0.100 y 0.200%. También es de destacar que al disminuir el porcentaje de areniscas, a un 30%, se produce un aumento de la expansión, triplicando la expansión anterior pero no se puede considerar un efecto "pessimun" por tener únicamente dos porcentajes. La evaluación de los agregados de obra, los caracteriza como reactivos con el cemento AA. Este método no se puede emplear cuando se evalúa una solución tecnológica la

utilización de un cemento de bajo álcalis, pues el medio aporta álcalis, las probetas de ensayo están inmersas en una solución de NaOH, lo dicho se puede observar en la figura 30, la curva con el cemento BA (bajo álcalis) donde la expansión resulta similar a la del AA, siendo un método idóneo para evaluar soluciones tecnológicas utilizando adiciones minerales; en este caso una puzolana natural o un cemento puzolánico comercial.

Para corroborar lo dicho en los párrafos precedentes, en el año 1993 se realizaron estudios con un agregado granítico procedente de Tandil, una combinación con 50% de arena "Oriental", un basalto de Córdoba y un canto rodado de Entre Ríos. Se utilizaron dos cementos uno de alto álcalis (1.16%) y otro de bajo álcalis (0.42%). En las figuras 31 y 32 se muestran los resultados obtenidos. Se observa que el agregado granítico es reactivo, pues alcanza el valor de 0.200% de expansión; cuando se disminuye la concentración de agregado reactivo utilizando arena "Oriental" en un 50%, disminuye la expansión pero sigue siendo reactiva la mezcla, la experiencia muestra en general que los agregados graníticos no producen el efecto "pessimun". En estos casos como solución tecnológica para atenuar la reacción se decidió utilizar un cemento de bajo álcalis, pero se observa que la expansión no disminuyó, por el contrario aumentó, por lo tanto coincide lo dicho antes, este método de ensayo no es apto para evaluar esta solución tecnológica. En las figuras 33 y 34 se muestran experiencias hechas con un basalto y un canto rodado que no producen expansión deletérea, por lo tanto se consideran no reactivos.

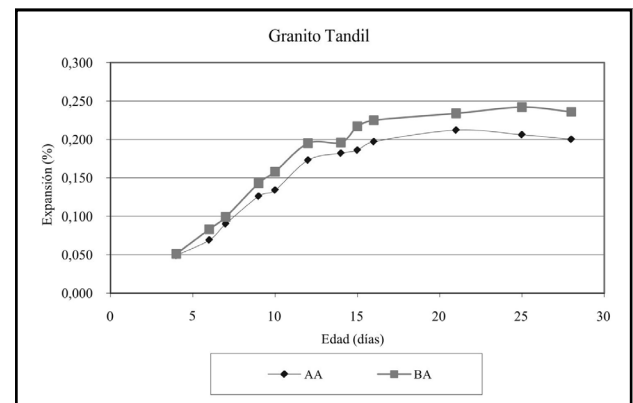


Figura 31: Granito y distintos cemento.

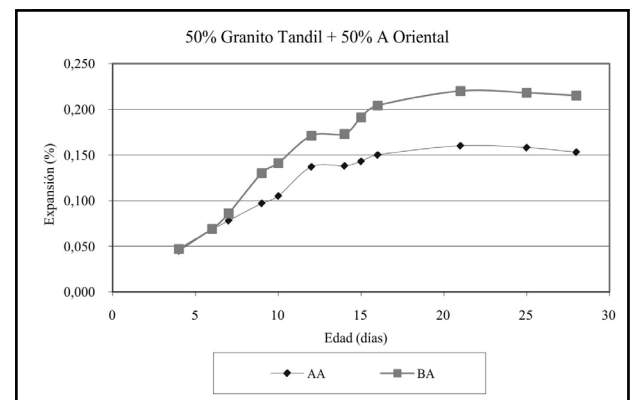


Figura 32: Granito, Oriental y distintos cementos.

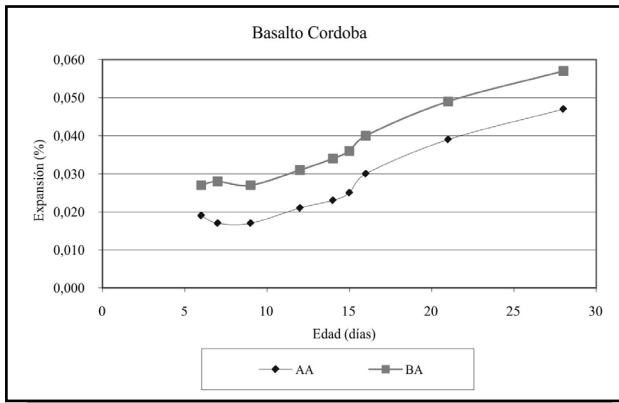


Figura 33: Basalto y distintos cementos.

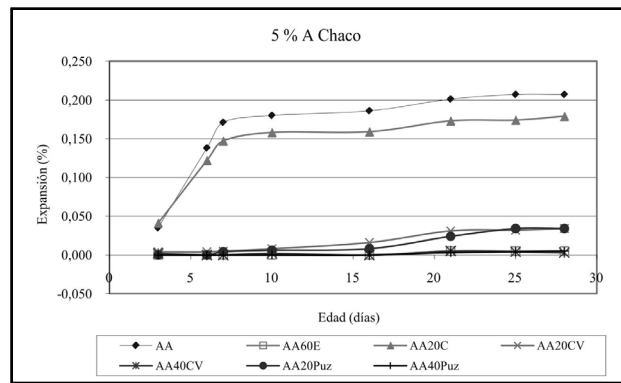


Figura 35: Arena "Oriental" y 5% A. Chaco.

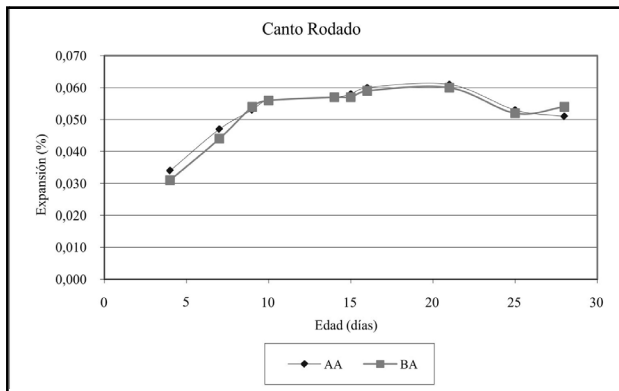


Figura 34: Canto rodado y distintos cementos.

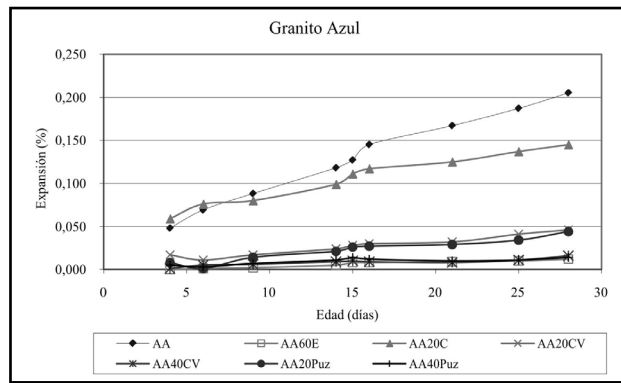


Figura 36: Agregado granítico de Azul.

En el año 1995, se hicieron experiencias para inhibir la expansión de agregados reactivos usando un granito procedente de Azul y una mezcla de arena "Oriental" con un 5% de reemplazo de arenisca del Chaco. Para atenuar la RAS se utilizaron distintas adiciones minerales, escoria (E), filler calcáreo (C), ceniza volante (CV) y puzolana natural (Puz) en porcentajes variables de reemplazo del cemento.

En las figuras 35 y 36 se muestran los resultados obtenidos. Como se puede observar los agregados son reactivos. Los porcentajes de reemplazo usados permitió atenuar la RAS disminuyendo la expansión; cuando se utilizó filler calcáreo no se redujo la expansión. Como consecuencia de este estudio resulta que el método de ensayo es apto para evaluar este tipo de solución tecnológica, empleando AMA.

En las figuras 37 a 40 se muestran los resultados de ensayos con agregados graníticos de la Provincia de Buenos Aires, procedentes de Tandil, Olavarría y Azul y un cemento de alto álcalis. Los resultados están agrupados en función de los valores de expansión.

Los agregados graníticos utilizados en esta ocasión contienen en su composición mineralógica cuarzo microcristalino tensionado y/o deformado, la reactividad está vinculada con el grado de recristalización del cuarzo y la deformación de los mismos. Por lo general este tipo de agregados se los considera de reacción lenta, debido precisamente al tiempo que demanda la reacción química para producir manifestaciones deletéreas de RAS en el hormigón. Al observar las figuras, se puede apreciar que los agregados indicados en la figura 37 son los de mayor expansión, pues la misma se encuentra entre 0.150 y

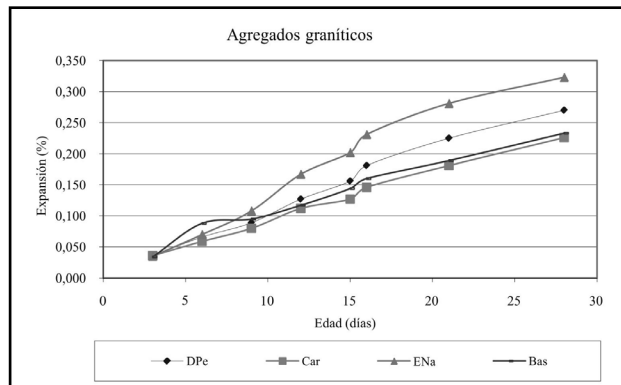


Figura 37: Agregados de Tandil.

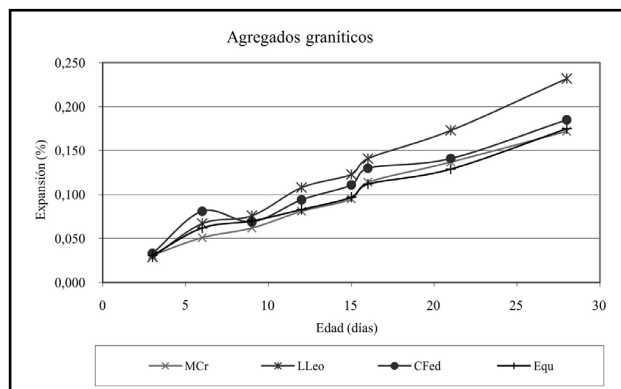


Figura 38: Agregados de Tandil.

0.200%. En la figura 38, los valores superan el 0.100%, pero no así 0.150%, los agregados consignados en la figura 39 algunos se encuentran en la misma situación y otros dan expansiones por debajo de 0.100% y en la figura 40 todos los valores de expansión son inferiores a 0.100%. La norma IRAM 1674 sugiere para la interpretación de los resultados un criterio diferente al CIRSOC 201, caracteriza a los agregados como reactivo cuando la expansión supera el valor de 0.200%, la mayoría de los agregados con esta mineralogía producen expansiones intermedia (0.100 a 0.150%) lo cual no define con exactitud la caracterización de la RAS, es así que el método de ensayo presenta algunas incertidumbre, para catalogar a este tipo de agregados. Estudios recientes indican que para la interpretación de los resultados cuando los agregados son de reacción lenta debería modificarse los límites de expansión o aumentar la edad de ensayo, por ejemplo llevar a 21 o 28 días [21].

Lo dicho anteriormente muestra que desde que se inició la aplicación de este método (1988) a la actualidad fue variando en diferentes aspectos, la cantidad de agua de mezclado, la aplicación al estudio de adiciones minerales activas para inhibir la RAS y el CIRSOC 201 a partir de 2005 permite el estudio de mezclas de hormigón de obras y los resultados son aceptados como verificación del comportamiento de las mezclas frente a la RAS.

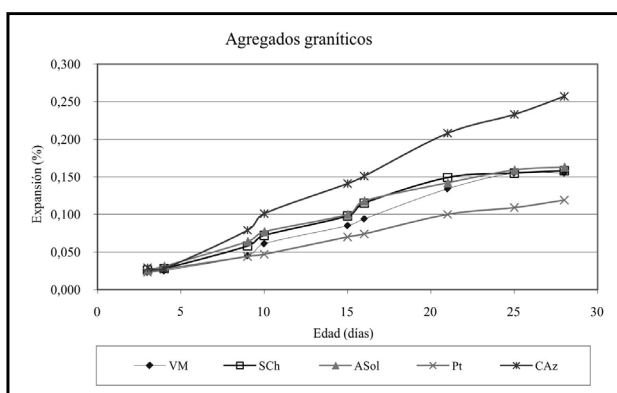


Figura 39: Agregados de Olavarría y Azul.

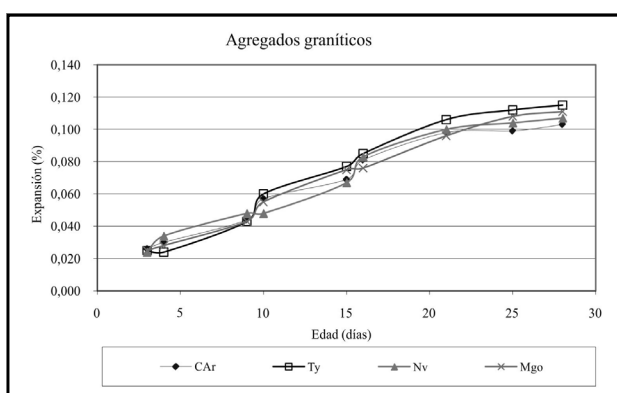


Figura 40: Agregados de Olavarría y Azul.

Método del prisma de hormigón IRAM 1700 (ASTM C1293)

Los primeros estudios realizados en el LEMIT con prismas de hormigón datan de mediados de la década del 1980. Para hacer los ensayos se sugieren los lineamientos de la norma Canadiense CSA-A23-14A, que especificaba una cantidad unitaria de cemento de 310 kg/m³. Se realizaron

ensayos con agregados de la Provincia de Río Negro y distintos tipos de cementos, con contenidos variados de álcalis y de puzolana. Se utilizaron dos temperatura de curado, una a 38°C y otra en cámara húmeda a 22°C. En las figuras 41 y 42 se muestran los resultados obtenidos

Se puede observar que al término de dos años los valores de expansión están en el límite de las especificaciones, principalmente para el curado en cámara húmeda, excepto para el cemento puzolánico. En cambio las expansiones cuando el curado es a 38°C, son inferiores, no coincidiendo con la lógica de las reacciones químicas. La diferencia más destacada, para estos grupos de materiales, se encuentra en la cinética de la reacción que resulta mayor para curado en cámara húmeda sobre todo en las primeras edades.

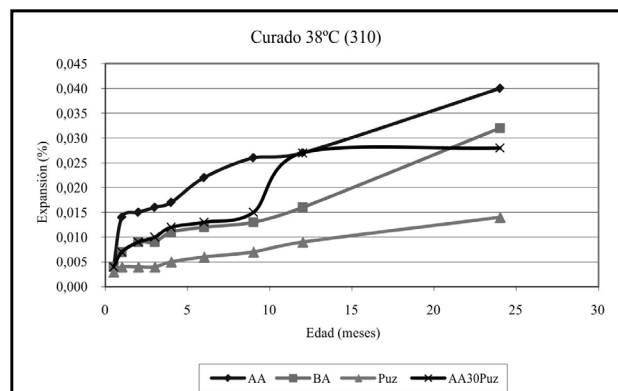


Figura 41: Curado a 38°C.

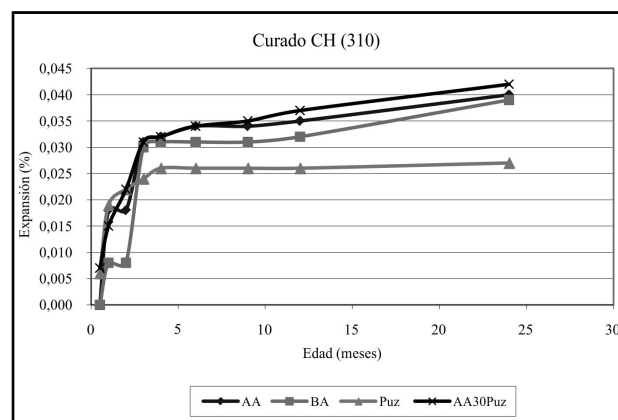


Figura 42: Curado en cámara húmeda.

De acuerdo a la bibliografía [19], algunos agregados, como la argilita y los greywackes, que habían manifestado reactividad en obra, al término de un año daban valores de expansiones inferiores al límite de 0.040 %. Ello dio origen a pruebas donde se incrementó el contenido unitario de cemento, observando que para 420 kg/m³, se caracterizaban como reactivos. En el LEMIT se realizaron nuevas experiencias con esta modificación de la normativa y curado de los hormigones a 38°C comparado con los de cámara húmeda. Se utilizaron agregados de distintas procedencias, Provincia de Bs. As., Córdoba y Tucumán. En las figuras 43 a 46 se indican los resultados.

En las figuras 43 y 44, se observa mayor velocidad de reacción a 38°C, probablemente debido a la temperatura de estacionamiento siendo coherente si los comparamos con los resultados de expansión del curado en cámara húmeda, donde superan el límite al término de tres años. Lo mismo

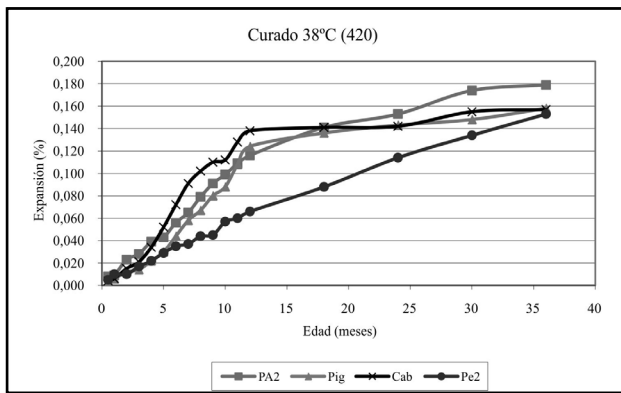


Figura 43: Curado a 38°.

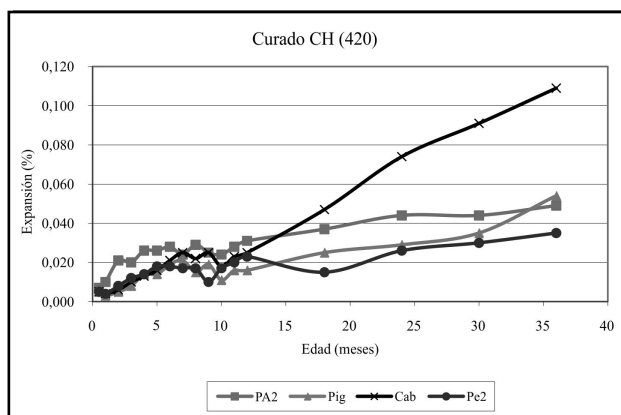


Figura 44: Curado en cámara húmeda.

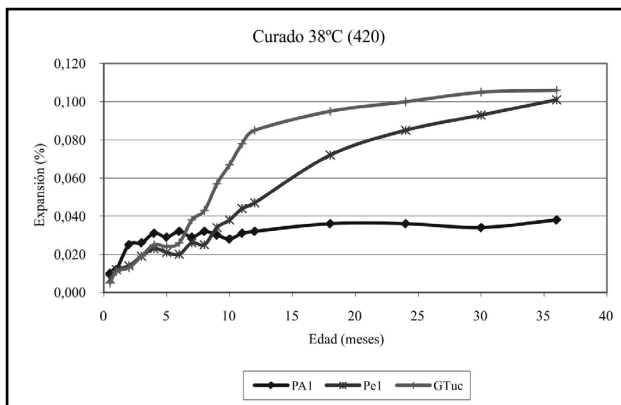


Figura 45: Curado a 38°.

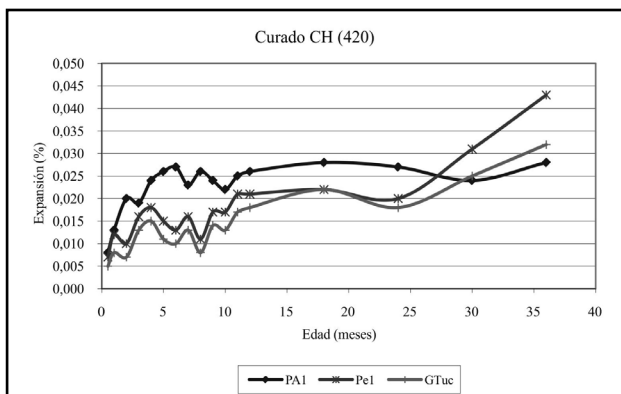


Figura 46: Curado en cámara húmeda.

ocurre con los agregados de menor reactividad mostrados en las figuras 45 y 46. Por lo tanto estas experiencias coinciden con la información bibliográfica [19] y las leyes de las reacciones químicas. También está indicando que para que se produzca la reactividad de los agregados, no es necesario de temperaturas elevadas, sino que estas pueden ocurrir a temperaturas ambiente menores solo es necesario esperar mayor tiempo.

Una vez definido el contenido unitario de cemento y la temperatura mas adecuada para el ensayo del prisma de hormigón, se estudio la variable del proceso en el tratamiento de las probetas durante el estacionamiento. Según la normativa canadiense y americana, CSAA23 14A y ASTM C1293 respectivamente, las probetas de hormigón se colocan dentro del recipiente de almacenamiento sin ningún tratamiento previo, es decir se colocan “desnudas”. Al recipiente se le coloca un papel secante alrededor de sus paredes que se lo denomina “mecha”, identificados en los estudios con la letra “m”. La normativa europea y argentina, RILEM AAR-3 e IRAM 1700, por el contrario realizan un acondicionamiento previo de las probetas, que consiste en envolverlas con una tela saturada en agua, luego poner un film de polietileno y colocarlas dentro de una bolsa de nylon cerrada herméticamente, identificado en los estudios con la letra “t”.

En Argentina, se normalizó el método del prisma de hormigón en 1997, considerando un contenido unitario de cemento de 420 Kg/m³, usar un cemento de alto álcalis (0.9±0.1 %), elevar el contenido de álcalis en el hormigón hasta 5.25 Kg/m³, una relación arena/ agregado grueso de 40/60, una razón a/c que varía entre 0.42 y 0.45 para obtener una trabajabilidad acorde para el llenado de los moldes. El acondicionamiento de las probetas es el indicado anteriormente. El límite de expansión es de 0.040% al término de un año; lo cual califica al agregado como reactivo o no reactivo.

Definidas estas variables se realizaron estudios con tres agregados de distintas procedencia y mineralogía, una arenisca del Chaco, una arena cuarzo lítica de Río Negro y un agregado granítico de Tandil. En la figura 47 se indican los resultados.

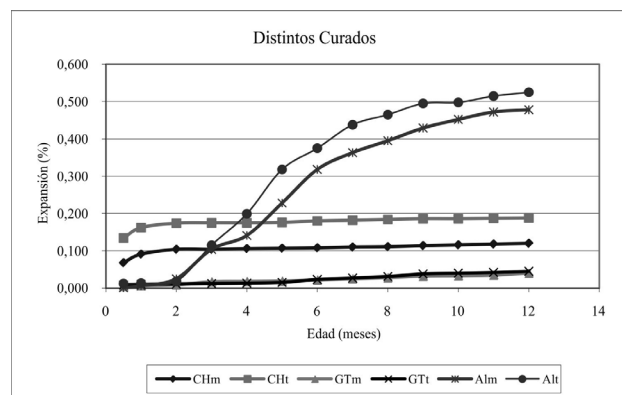


Figura 47: Distintos curados.

Como se puede observar, en los agregados de mayor reactividad la diferencia es más apreciable, siendo la expansión mayor para el curado con tela, en cambio con el agregado granítico las expansiones son similares. Esto se puede atribuir al mejor mantenimiento de la humedad y evitar el lavado de los álcalis en la superficie del hormigón por la recirculación de la humedad en los recipientes de almacenamiento.

En la figura 48 se muestra la reproducibilidad del método de ensayo para el mismo agregado granítico, realizado en dos fechas distintas. Se puede observar que las curvas son prácticamente coincidentes, lo cual demuestra la confianza del método para evaluar la reactividad potencial de los agregados.

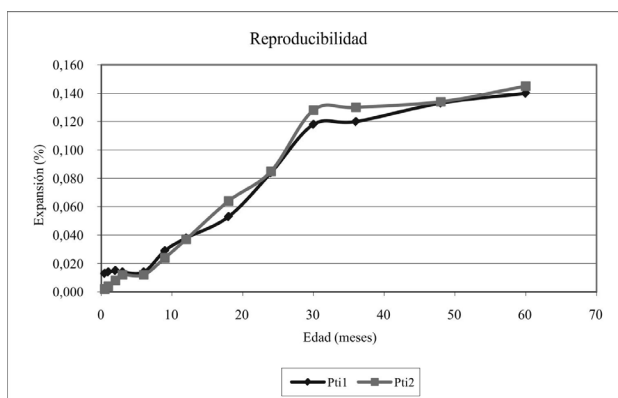


Figura 48: Reproducibilidad de ensayos.

También se realizaron estudios con agregados graníticos procedente de Azul, Tandil y Olavarría, con distinto grado de reactividad, la misma estará en función del grado de deformación y/o tensión y recristalización de los cristales de cuarzo. En las figuras 49 y 50 se muestran los resultados obtenidos. El método es apto para caracterizar a los agregados reactivos y no reactivos.

Lo tratado hasta aquí es la información sobre la puesta a punto del método y su grado de confianza para clasificar a los agregados. A continuación se muestran los estudios que se realizaron con el fin de inhibir o mitigar los efectos deletéreos de la RAS, para lo cual se buscaron distintas soluciones tecnológica.

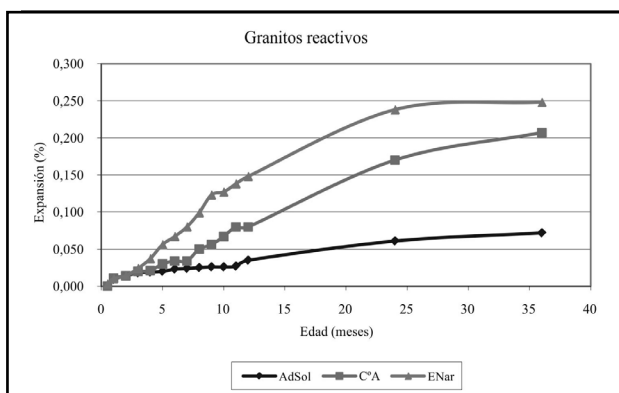


Figura 49: Agregados graníticos reactivos.

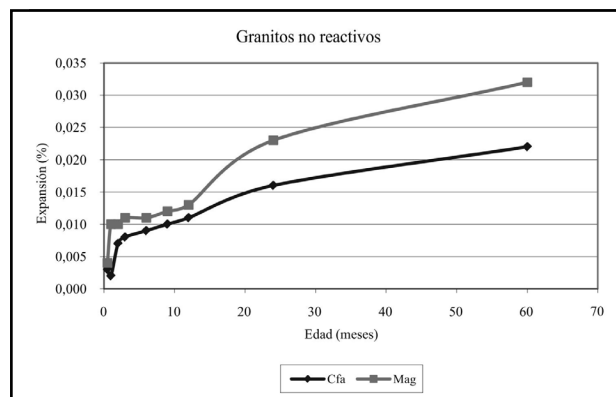


Figura 50: Agregados graníticos no reactivos.

Para ello se utilizó un agregado granítico reactivo, procedente de Azul, y el uso de adiciones minerales activas (AMA) como ceniza volante y puzolana natural procedente de Mendoza; además se utilizó un cemento de bajo contenido de álcalis. Los porcentajes utilizados fueron de 5, 20 y 40% de AMA en reemplazo por el cemento de alto contenido de álcalis. En las figuras 51 y 52 se muestran los resultados.

Como se puede observar los comportamientos para los porcentajes de 20 y 40% de reemplazo de AMA para ambas adiciones por el cemento de alto álcalis y la utilización de un cemento de bajo contenido de álcalis fueron satisfactorios. El porcentaje del 5% de reemplazo resultó escaso pues solo disminuye la expansión.

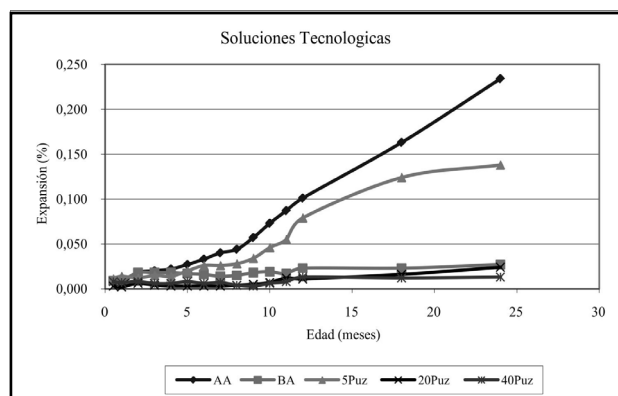


Figura 51: Porcentaje variable de puzolana.

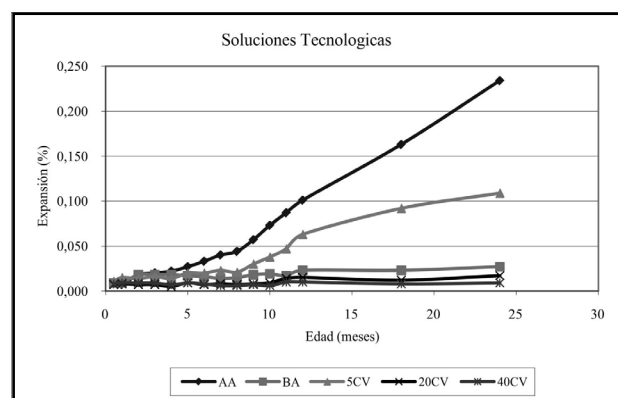


Figura 52: Porcentaje variable de CV.

Otras experiencias para inhibir o atenuar los efectos deletéreos se realizaron usando agregados graníticos reactivos procedentes de Tandil y aplicando soluciones a base de sales de litio. Las primeras experiencias se realizaron a fines de 1997 y las últimas a mediados de 2004. Los resultados se muestran en las figuras 53 y 54.

Como se puede observar las soluciones tecnológicas a base de sales de litio, son confiables cuando se utilizaron agregados graníticos para mitigar los efectos deletéreo de la RAS, dado además su eficacia en el tiempo. No obstante es necesario obtener mayor información sobre otros agregados de diferente mineralogía y sobre todo para cada obra se debe estudiar estas soluciones empleando los componentes del hormigón que se utilizaran.

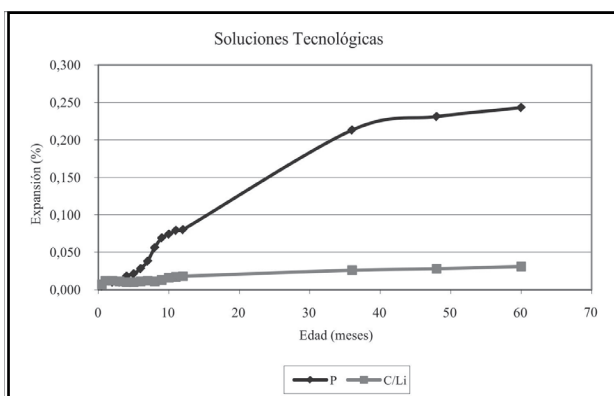


Figura 53: Resultados 1997.

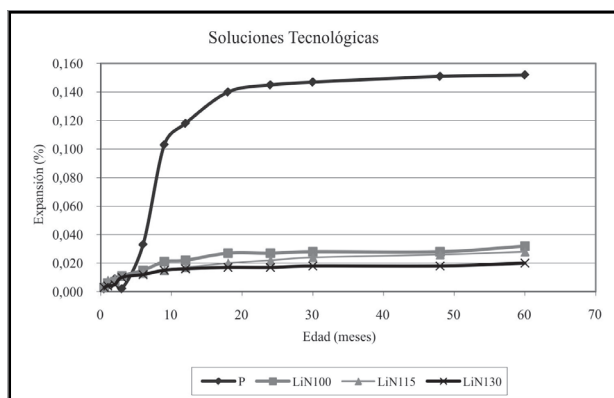


Figura 54: Resultados 2005.

OTROS ENSAYOS

En el LEMIT, además de las experiencias realizadas siguiendo la metodología de ensayos descrita anteriormente, se realizaron estudios con metodologías propuestas por otros autores. Entre ellos se pueden citar los propuestos por Scott y Duggan [22], Hudec y Larbi [23], el método de las celdas osmóticas por Schmitt y Stark [24]. Estos estudios fueron realizados entre 1986 y 1991.

Por último es interesante destacar que también se participó en estudios interlaboratorios para la normalización del método RILEM AAR-4, método acelerado del prisma de hormigón curado a 60°C, con la participación de aproximadamente 20 laboratorios de varios países del mundo a mediados de 2002. Estas experiencias continuaron y a partir del 2007 hasta la actualidad se están realizando los ensayos de manera sistemática con el fin de lograr la normalización en Argentina.

CONSIDERACIONES FINALES

Se recopilaron algunos de los resultados de ensayos realizados en el LEMIT desde 1965, se analizaron los resultados obtenidos con los métodos de ensayos utilizados.

- Método de la barra de mortero, IRAM 1637:

Este método de ensayo comenzó a utilizarse a fines de la década de 1950, hasta los años 1990 en que fue perdiendo credibilidad por diferentes razones.

La primera y principal falencia que tiene este método es que dentro del recipiente de estacionamiento existe circulación de humedad que produce la lixiviación de los álcalis que están próximos a la superficie y la segunda es la pérdida de humedad que se produce por falla en el cierre hermético de los recipientes contenedores.

El método caracteriza adecuadamente a pesar de las deficiencias antes citadas a los agregados de reacción rápida o normal. Es interesante destacar que este método es idóneo para estudiar el efecto “pessimun” cuando es necesario hacer mezclas de agregados.

Se han introducido algunas variantes para el estacionamiento como la modificación de los recipientes de almacenamiento, con lo que se pueden mejorar las condiciones de ensayo, mantener la humedad y de esta manera obtener resultados más satisfactorios.

A fines de la década de 1990 se fue dejando de utilizar este método para caracterizar a los agregados, debido a los inconvenientes citados, además comienza a emplearse con mayor frecuencia el método acelerado de la barra de mortero.

- Método acelerado de la barra de mortero, IRAM 1674:

Este método de ensayo se utiliza para caracterizar a los agregados por sus ventajas, principalmente por acortar los plazos de estudio y ser aplicable a casi todo tipo de agregado. La utilización sistemática permite adquirir confianza en su aplicación y va reemplazando al anterior.

En el año 1997, se normaliza en Argentina, el cambio mas significativo fue en la elaboración del mortero. Esta se regía según la norma IRAM 1637 y pasó de fluidez constante a una relación a/c constante. De esta manera se utiliza la misma cantidad de agua y en consecuencia la variación de la porosidad como influencia en el ensayo.

Este método no es apto para evaluar un cemento de bajo contenido de álcalis ni el empleo de aditivos químicos como solución tecnológica frente a la RAS. Es idóneo para evaluar el empleo de AMA como inhibición de la reacción deletérea.

Los resultados obtenidos muestran que los agregados de origen granítico no producen efecto “pessimun” y que el filler calizo no es apto como inhibidor para atenuar la RAS.

A partir del 2003, comienzan a realizarse los ensayos utilizando las proporciones de agregados de la dosificación

de obra, requisito aceptado por el Proyecto de Reglamento CIRSOC 201 (2005). Esta evaluación será válida para esos agregados en particular no generalizando para otras partidas de materiales de igual procedencia.

- Método del prisma de hormigón, IRAM 1700:

En el LEMIT el método del prisma de hormigón comienza a utilizarse en la década de 1980 siguiendo los lineamientos de la norma Canadiense, CSA A 23-2 -14A.

En principio la CSA establece que la mezcla de hormigón tenga un contenido unitario de cemento de 310 Kg/m³. En base a resultados y experiencias de obras, posteriormente, se resuelve elevar el contenido de cemento a 420 Kg/m³ y también se evalúa el efecto de la temperatura, estudiando estacionamientos de las probetas a 23°C y a 38°C. Se tiene presente el efecto de que al aumentar la temperatura a 38°C se acelera las reacciones químicas y en consecuencia el desarrollo de las expansiones pudiendo disminuir el tiempo de ensayo, para detectar la reactividad potencial de los agregados estudiados.

La norma IRAM indica un acondicionamiento de las probetas distinto, se deben envolver con tela y polietileno y luego colocar dentro de una bolsa de nylon, evitando de esta manera el lavado de los álcalis y mejora el mantenimiento de la humedad.

Los resultados de este ensayo prevalecen sobre los anteriores, el método tiene buena reproducibilidad, son confiables, el inconveniente que tiene el ensayo es que demanda un año, por lo tanto es necesario preveer que los ensayos sean iniciados con anticipación para ser usados en obra y no producir retrasos y por consiguiente aumento de costos.

Es muy versátil, permite estudiar soluciones tecnológicas, como la evaluación de la utilización de AMA, cementos de bajo álcalis, incorporación de sales de litio. Para estos estudios, según la bibliografía, es aconsejable prolongar el tiempo de ensayo, por lo menos hasta 2 años, pues las reacciones son más lentas y pueden constituir soluciones parciales.

Además de lo comentado hasta aquí se están evaluando otros ensayos, como por ejemplo la utilización del método del prisma de hormigón acelerado, curado a 60°C, con el fin de disminuir los tiempos de ensayos. Se está trabajando para obtener antecedentes suficientes como para poder normalizarlo en Argentina.

BIBLIOGRAFÍA

- EXPANSION OF CONCRETE THROUGH REACTION BETWEEN CEMENT AND AGGREGATE. Stanton, T. E., Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Vol 107, p 54, 1942.
- ESTUDIOS Y EXPERIENCIAS REALIZADAS EN EL LEMIT SOBRE LA REACCIÓN QUE SE PRODUCE ENTRE EL CEMENTO Y LOS AGREGADOS EN EL HORMIGÓN DE CEMENTO PORTLAND. Fava, A. S. C. et al. Revista Técnica LEMIT Serie II N° 85, 1961.
- DURABILIDAD DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL. Editado por Irassar Edgardo, Asociación Argentina de Tecnología del Hormigón, p 157, 2001.
- STUDIES RELATING TO THE MECHANISM BY WHICH THE AAR PROCEEDS IN CONCRETE. Hansen, W. C, Journal of ACI 15, p 303, 1944.
- NORMA IRAM 50001. Cemento. Cementos con propiedades especiales. 2000
- PUEDEN INCREMENTAR LA RAS LOS AGREGADOS FELDESPÁTICOS POR APORTE DE ÁLCALIS AL HORMIGÓN?. Falcone, D. D. y Batic, O. R.; Jornadas SAM/CONAMET 2005 – MEMAT 2005. Mar del Plata, 2005.

- NEW APPROACH IN INHIBITING ALKALI-AGGREGATE EXPANSION; McCoy, W. J. Y Caldwell, A. G.; ACI Journal, 22 (9), p 693-706, 1951.
- ELIMINATION OR MINIMIZING ALKALI-SILICA REACTIVITY, Stark, D.; VSHRP-C-343. SHRP Washington DC, 1993
- USE LITHIUM TO COMBAT ALKALI SILICA REACTIVITY, Stokes, D. B.; Proceeding of the 10th International Conference Alkali-aggregate Reaction, Australia, 1996
- UNIQUE RESPONSE OF LINO AS AN ALKALI SILICA REACTION PREVENTIVE ADMIXTURES, Diamond, S.; Cement and Concrete Research 29, p 1271-1275, 1999.
- EL LITIO UNA ALTERNATIVA PARA INHIBIR LA RAS”, Falcone, D.; CONPAT, Ecuador, 2007.
- APLICACIÓN DE SALES DE LITIO EN MORTEROS CON AGREGADOS REACTIVOS FRENTE A LOS ÁLCALIS, Falcone, D.; CONAMET-SAM, San Nicolás, 2007.
- NORMA IRAM 1649. Examen petrográfico de agregados para hormigón. 2008
- NORMA IRAM 1637. Reacción álcali-agregado. Método de la barra de mortero para la determinación de la reactividad alcalina potencial. 1992.
- NORMA IRAM 1700. Agregados. Determinación del cambio de longitud en prisma de hormigón, debido a la reacción álcali-agregado. 1997.
- NORMA IRAM 1650. Reactividad alcalina potencial en áridos. Método de ensayo químico. 1968.
- LONG-TERM MORTAR-BAR EXPANSION TESTS FOR POTENTIAL ALKALI-AGGREGATE REACTIVITY, Stephen Lane, D., Proceeding of the 7th International Conference Concrete Alkali-Aggregate Reactions, Ed by Patrick E. Grattan-Bellew, Canada, p 336, 1986
- RESULTS OF AN INTERNATIONAL INTER-LABORATORY TEST PROGRAM TO DETERMINE THE POTENTIAL ALKALI REACTIVITY OF AGGREGATES BY THE ASTM C227 MORTAR PRISM METHOD, Oberholster, R. E., Proceeding of the 7th International Conference Concrete Alkali-Aggregate Reactions, Ed by Patrick E. Grattan-Bellew, Canada, p 368, 1986.
- TEST METHODS AND CRITERIA FOR EVALUATING THE POTENTIAL REACTIVITY OF AGGEGATE, Grattan-Bellew, P. E., Proceeding of the 8th International Conference Alkali-aggregate Reaction, Ed by Kiyoshi Okada, Shinzo Nishibayashi and Mitsunori Kawamura, Japon, p 279, 1989.
- PROYECTO DE REGLAMENTO CIRSOC 201-2002. Presidencia de la Nación. Secretaría de Obras Públicas. “Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón”, 2002
- DISCUSIÓN SOBRE MÉTODOS PARA EVALUAR AGREGADOS POTENCIALMENTE REACTIVOS, Falcone, D., 17 RT AATH, Córdoba, 2008.
- POTENTIAL NEW TEST FOR ALKALI-AGGREGATE REACTIVITY, Scott, J. F. and Duggan, C. R., Proceeding of the 7th International Conference Concrete Alkali-Aggregate Reactions, Ed by Patrick E. Grattan-Bellew, Canada, p 319, 1986.
- RAPID METHODS OF PREDICTING ALKALI REACTIVITY, Hudec, P. P. and Larbi J. A., Proceeding of the 8th International Conference Alkali-aggregate Reaction, Ed by Kiyoshi Okada, Shinzo Nishibayashi and Mitsunori Kawamura, Japon, p 313, 1989.
- RECENT PROGRESS IN DEVELOPMENT OF THE OSMOTIC CELL TO DETERMINE POTENTIAL FOR ALKALI-SILICA REACTIVITY OF AGGREGATES, Schmitt, J. W. and Stark, D. C., Proceeding of the 8th International Conference Alkali-aggregate Reaction, Ed by Kiyoshi Okada, Shinzo Nishibayashi and Mitsunori Kawamura, Japon, p 423, 1989.

CORROSIÓN LOCALIZADA EN ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO

Yury A. Villagrán Zacardi

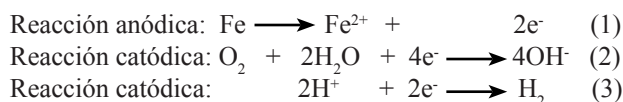
INTRODUCCIÓN

La mayoría de los procesos de alteración del hormigón armado dependen fundamentalmente del desempeño de los primeros centímetros exteriores de hormigón (hormigón de recubrimiento). Esta capa de hormigón cumple un rol fundamental en la durabilidad de una estructura al proveer la protección física y química necesaria para aislar a las armaduras y al hormigón interior del contacto con los agentes agresivos externos.

MECANISMOS DE CORROSIÓN EN HORMIGÓN ARMADO

El acero dentro del hormigón se pasiva al formarse óxidos superficiales que protegen al metal subyacente. Esto se produce debido a la naturaleza altamente alcalina del hormigón, con un pH cercano a 13. La corrosión del acero en el hormigón puede comenzar cuando se produce una disminución del pH (debido a procesos de carbonatación o lixiviación de compuestos de calcio y óxidos alcalinos) a valores en los que los óxidos pasivantes son inestables, o cuando en la superficie del acero se dispone un contenido de iones cloruro suficiente tal que se producen deterioros localizados en la capa pasivante. En el primer caso, la corrosión se produce en forma generalizada, mientras que en el segundo la corrosión es localizada.

Una vez producida alguna de las condiciones despasivantes mencionadas, el proceso de corrosión electroquímica requiere de cuatro participantes necesarios: el ánodo que aporta electrones y se oxida (Ecuación 1), el cátodo donde se captan los electrones y se produce la reducción (Ecuación 2), el conductor electrónico entre ánodo y cátodo, y el conductor iónico o electrolito. Alternativamente, en un medio ácido la captación de electrones puede producirse por parte de los iones H^+ según la reacción de la Ecuación 3.



La velocidad del fenómeno de corrosión depende de la relación entre los procesos anódico y catódico (de oxidación y reducción). La menor de las velocidades de estos procesos determinará la velocidad de corrosión. En el caso de las armaduras de acero dentro del hormigón, la velocidad queda determinada por dos factores, la velocidad de llegada de oxígeno al cátodo para reducirse en su superficie, y la velocidad de transporte iónico en el electrolito [Tuutti 1982]. En el primer caso se dice que el control es catódico, y se produce cuando no hay oxígeno disponible en cantidad, por ejemplo, el caso en

que el hormigón de recubrimiento se encuentre saturado permanentemente [Bertolini et al. 2004]. El segundo caso, se denomina de control anódico, y depende del electrolito (es decir, de la solución de poro del hormigón).

El deterioro de una estructura de hormigón armado debido a la corrosión de armaduras se manifiesta por diversos mecanismos de trascendencia creciente [Rostam 2000] (Figura 1). Inicialmente las armaduras se encuentran pasivas dentro del hormigón, hasta que el proceso de corrosión se inicia con la despasivación de las armaduras, perdiéndose la protección química frente a la corrosión. Ya comenzado el deterioro a una velocidad apreciable, un volumen suficiente de productos de corrosión conduce a la fisuración del hormigón de recubrimiento, perdiéndose la protección física frente al exterior. Si la fisuración avanza sin control, comienza el desprendimiento del recubrimiento y las armaduras se ven más expuestas al medio. Finalmente, ya sea por la pérdida de adherencia entre acero y hormigón o por la pérdida de sección de las armaduras, se produce el colapso de la estructura. Como referencia, generalmente se concibe como límite mínimo del nivel de comportamiento al que produce una fisuración generalizada [CONTECVET 2001, REHABCON 2004].

Se establecen entonces dos períodos de desarrollo del proceso comprendidos dentro de la vida útil [Tuutti 1982], uno de iniciación y otro de propagación (Figura 2). El período de iniciación es el tiempo necesario de incubación de las condiciones necesarias para el comienzo

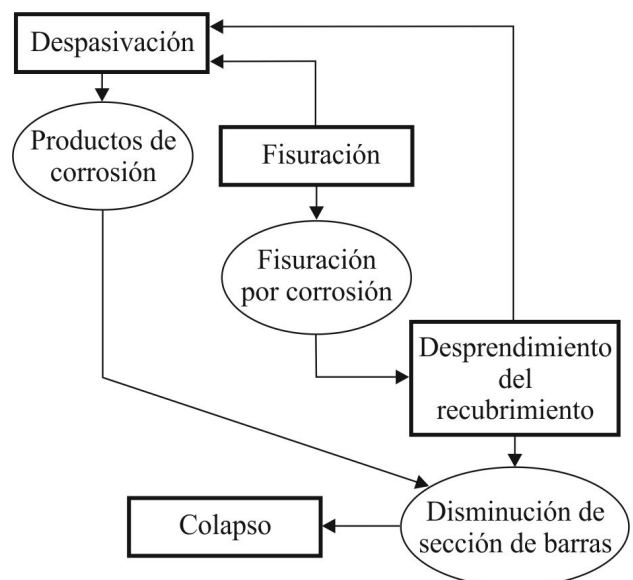


Figura 1. Deterioro del hormigón armado por corrosión de armaduras.

de la degradación. El período de propagación es el tiempo transcurrido entre el inicio del proceso y el momento en el cual el grado de deterioro de la estructura es tal que no cumple con las condiciones de servicio requeridas. Ya que el período de propagación de la corrosión de armaduras se desarrolla a una velocidad relativa elevada, resulta conveniente la evaluación de los parámetros que gobiernan el desarrollo del período de iniciación. En general se concibe como período de iniciación a aquel que se requiere para la despasivación de las armaduras, mientras que los mecanismos de fisuración y desprendimiento del recubrimiento se conciben dentro del período de propagación [Tuutti 1982, DURAR 1997].

Los factores que influyen en la duración del período de iniciación pueden ser internos o externos. Los factores internos se relacionan principalmente con las características del hormigón de recubrimiento. Entre ellos, los de mayor peso son los que determinan la resistencia del material al transporte de materia por su estructura: porosidad de la matriz cementícea [Collepari et al. 1970, Monosi et al. 1989] (determinada por la relación agua/cemento y el curado utilizado), contenido y tipo de cemento [Collepari et al. 1970, Glass y Buenfeld 2000], calidad de la interfase matriz-agregado [Delagrave et al. 1997], y porosidad de los agregados [Fernández Luco 2001]. Los factores externos están determinados por la agresividad del medio [Traversa 2001, Andrade et al. 2002], caracterizada por la temperatura media y humedad relativa, condición de los vientos y las precipitaciones, distancia y altura respecto al nivel del mar (en el caso de ambiente marino), películas protectoras y revestimientos de la estructura. El grado de exposición disminuye al no haber un contacto directo con el medio [Di Maio et al. 2000].

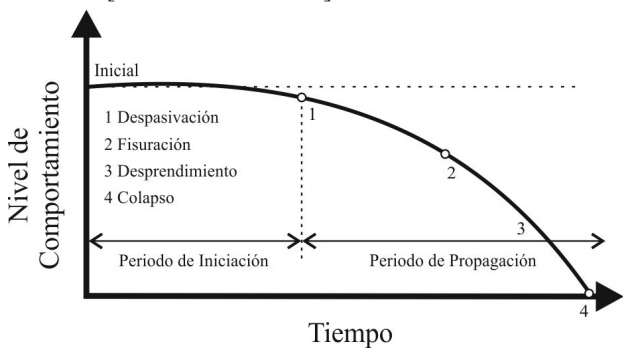


Figura 2. Evolución de la corrosión de armaduras en hormigón armado.

PICADO POR CLORURO

La corrosión localizada comienza con la formación de las picaduras (pits), que se van incrementando en número, expandiéndose y uniéndose hasta desarrollarse como un mecanismo generalizado de corrosión [Broomfield 1997]. La formación de picaduras se ilustra en la Figura 3. En un sitio propicio en la superficie del acero (como puede ser un poro de la pasta o una inclusión de sulfuro en el acero), la capa pasiva es más vulnerable y la diferencia de potencial atrae a los iones cloruro. Se inicia la corrosión, acidificándose el medio. El hierro se disuelve, y posteriormente se hidroliza.

Sobre la picadura puede formarse herrumbre, permitiendo la concentración ácida y una falta de oxígeno. De esta

forma el hierro se mantiene en solución, evitándose la regeneración de la capa pasiva, y la corrosión se acelera. Una vez iniciada la cavidad, en el interior de la misma se dan condiciones electroquímicas que difieren de las correspondientes a la superficie libre del material, facilitando el progreso del ataque hacia el interior. De esta manera, el proceso se convierte en autocatalítico ya que la acidificación de la cavidad no sólo evita la repasivación sino que acelera la corrosión.

En el caso de la corrosión por cloruro, la formación de ánodos y cátodos se ve fácilmente diferenciada en áreas de herrumbre y áreas de acero pasivo. Esto constituye el fenómeno de macrocelda, muy distintivo del ataque por cloruro. La presencia de agua libre y cloruro aumenta la conductividad eléctrica del hormigón, permitiéndose la separación de ánodo y cátodo con los iones moviéndose entre ellos. Las áreas corroídas no necesariamente representan la localización del cloruro sobre la barra [Broomfield 1997]. Las reacciones anódica y catódica están separadas por grandes áreas catódicas sustentando a áreas anódicas concentradas.

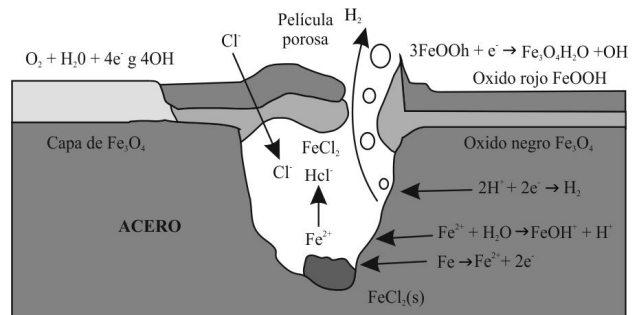


Figura 3. Modelo de corrosión por picado [Broomfield 1997].

Ambiente marino

El ambiente con cloruro es considerado como severo desde el punto de vista de la durabilidad del hormigón armado, ya que la presencia de sales en el agua y en la atmósfera que rodea a las estructuras, interactúan con el hormigón y con las armaduras.

En exposición marina, la presencia de cloruro resulta la sollicitación más severa respecto a la corrosión de armaduras. Un contenido crítico de cloruro rompe la capa pasiva del acero en forma localizada. Si los materiales constituyentes del hormigón no tienen un contenido de cloruro suficiente para alcanzar este límite, el picado se iniciará recién cuando el cloruro que ingresa desde el medio externo llegue a las armaduras en cantidad suficiente. En procesos iniciales de picado, el ataque es localizado, con un volumen de productos de corrosión pequeño y baja probabilidad de fisuración. Así, la afectación local avanzada disminuye sensiblemente la sección resistente de las armaduras sin síntomas externos.

Las condiciones climáticas pueden ser estudiadas en distintos niveles de extensión, definiéndose condiciones macro climáticas, meso climáticas y micro climáticas. Las condiciones macro climáticas son características del territorio en el que se implanta la estructura, incluye a la humedad relativa, la temperatura, las precipitaciones,

los vientos. Las meso climáticas son propias de la estructura: altura respecto al nivel del mar, distancia a la costa. Finalmente, las micro climáticas se definen específicamente para las superficies de cada elemento estructural, quedando establecidas de acuerdo a la frontalidad de vientos, la orientación de la superficie, su verticalidad y planicidad.

El desarrollo teórico de los modelos de deterioro de estructuras requiere la evaluación de los parámetros ambientales. Sin embargo, al evaluar una estructura, se puede establecer su tasa de deterioro mediante el seguimiento en el tiempo de índices de deterioro, extrapolando su tendencia hacia el futuro.

En exposición marina, la presencia de cloruro resulta la sollicitación más severa respecto a la corrosión de armaduras. El cloruro rompe la capa pasiva del acero en forma localizada posibilitando la corrosión a altas velocidades. Para que esta corrosión localizada sea posible, debe alcanzarse una concentración mínima de cloruro en la interfase entre acero y hormigón. Si los materiales constituyentes del hormigón no tienen un contenido de cloruro suficiente para alcanzar este límite, el picado se iniciará recién cuando los iones cloruro que ingresan desde el medio externo lleguen a las armaduras en cantidad suficiente. En procesos avanzados, un contenido muy alto de cloruro conduce a una corrosión generalizada.

La corrosión de armaduras debido a la presencia de cloruro se presenta como de gran riesgo mucho antes de que se desarrolle en forma generalizada, donde el volumen de los productos de corrosión es importante y comienza la fisuración del recubrimiento. En procesos de picado el volumen de productos de corrosión no es importante y la fisuración del recubrimiento no se da en un período inmediato, sino que se requiere un contenido aún mayor de cloruro. Por lo que la afectación local avanzada disminuye sensiblemente la sección resistente de las armaduras sin síntomas externos.

PARÁMETROS ELECTROQUÍMICOS DE CORROSIÓN

El estudio de la durabilidad de armaduras de acero en el hormigón puede realizarse mediante técnicas electroquímicas [DURAR 1997] como son la medición del potencial de corrosión (E_{corr}), y de la resistencia de polarización (R_p). Estas técnicas pueden realizarse mediante la aplicación de señales de potencial en el hormigón armado, y el registro de la respuesta en forma de corriente (técnicas potenciostáticas).

Al evaluar una estructura, se puede establecer su tasa de deterioro mediante el seguimiento en el tiempo de índices de deterioro, extrapolando su tendencia hacia el futuro. Los parámetros electroquímicos evidencian la eventual condición pasiva o activa del acero empotrado en el hormigón en un momento dado.

POTENCIAL DE CORROSIÓN

El potencial de corrosión es un parámetro electroquímico que define el estado estacionario en el cual se igualan las velocidades de reacciones de oxidación (anódica) y de reducción (catódica).

Las diferencias de potencial electroquímico son el origen para que unas regiones actúen anódicamente frente a otras que lo hacen catódicamente. Cuando un metal se sitúa en contacto con una solución que contiene sus iones, y alcanzadas condiciones estacionarias, el sistema metal-electrolito se sitúa en un potencial de equilibrio. Este potencial raramente concuerda con el potencial de un metal en medios habituales, ya que no son los iones metálicos los que captan a los electrones, sino los iones H^+ o el O_2 al reducirse. En estas condiciones, el potencial medido sobre el metal suele corresponder a un potencial mixto (potencial de corrosión, E_{corr}) resultante de la verificación simultánea de dos o más procesos en condiciones de no-equilibrio.

La medición de E_{corr} es siempre relativa a un electrodo de referencia. El acero de la armadura en contacto con la solución de poro constituye una hemicelda, que se completa con la del electrodo de referencia para cerrar el circuito de medición.

La determinación del potencial de corrosión de la armadura permite identificar en cierto modo si la barra se encuentra en estado pasivo o activo. Su valor depende de muchos factores, y en la práctica resulta indicativo pero no siempre concluyente. En estructuras de hormigón armado, el estado de humedad es el parámetro que genera mayor variación en las lecturas [Stratfull 1973, Alonso et al. 2002]. Por esto, se define una probabilidad de corrosión de acuerdo al valor del potencial medido (Tabla 1), aludido siempre a un electrodo de referencia (por ejemplo, versus electrodo Cu/CuSO₄, ESC).

En el caso de estructuras, es útil realizar un mapeo de potenciales que determine las zonas más críticas respecto a la corrosión de armaduras, a partir de la estimación de la probabilidad de corrosión que este valor conlleva, en función de las mediciones in situ. El esquema para medir el potencial de corrosión puede verse en la Figura 4, pudiéndose hacer contacto con la armadura en cualquier punto de la estructura, siempre que se asegure la continuidad eléctrica. El sitio de la lectura es aquel en el que se ubica el electrodo de referencia.

Tabla 1. Probabilidad de corrosión por cloruro de acuerdo al potencial de corrosión.

vs. ESC	Probabilidad de corrosión	
E_{corr} (mV)	Stratfull (en puentes) [Stratfull 1973]	ASTM [ASTM C876 1991]
-200	0%	10%
-240		
-275	5%	90%
-350	50%	
-450	95%	
-500	100%	

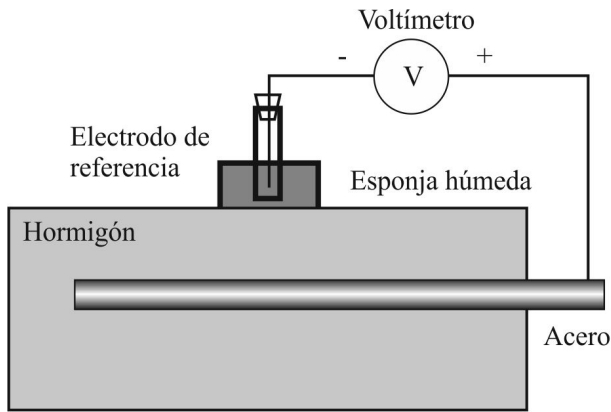


Figura 4. Esquema de medición de potencial de corrosión.

CORRIENTE DE CORROSIÓN

La condición de pasividad de las armaduras también puede ser estudiada por la medición de la velocidad de corrosión. Consiste en la comprobación de la densidad de corriente originada en la pila electroquímica de corrosión. Esta corriente resulta proporcional a la velocidad a la cual disminuye el espesor de la armadura, cuando la corrosión se desarrolla uniformemente en la superficie.

Al potencial E_{corr} corresponde una corriente de intercambio denominada corriente de corrosión, I_{corr} , o su consecuente corriente por unidad de área, $i_{corr} = I_{corr}/A$. Mientras que E_{corr} es un parámetro termodinámico que determina la estabilidad de las especies (probabilidad de corrosión), I_{corr} es un parámetro que determina la cinética del proceso (velocidad de corrosión).

En la técnica de la resistencia a la polarización se parte del potencial E_{corr} , y se polariza $+10-30$ mV, y $-10-30$ mV, dependiendo del potencial de equilibrio [DURAR 1997]. Se miden entonces las corrientes respectivas y se calcula la resistencia de polarización (R_p) como la pendiente de la curva corriente-potencial registrada. Esta resistencia es la que ofrece la interfase metal-solución al paso de corriente, y con ella se calcula la corriente de corrosión según la Ecuación 4 [DURAR 1997]. Siendo B la relación de pendientes de Tafel, adoptada igual a $0,026$ V en estado pasivo y a $0,052$ V en estado activo.

$$I_{corr} = B/R_p \quad (4)$$

La velocidad de corrosión marca la velocidad de crecimiento del volumen de los productos de corrosión, y por lo tanto es indicativa también en el período de propagación, permitiendo estimar el comienzo de la fisuración del hormigón de recubrimiento. Este aspecto se torna sumamente complejo debido a los parámetros que inciden en la fisuración del hormigón por corrosión de armaduras; entonces, las mediciones resultan simplemente estimativas del período a partir del cual puede esperarse daños en la estructura (Tabla 2).

Existen numerosos métodos que permiten calcular el tiempo requerido para la fisuración a partir de una corriente de corrosión instantánea medida [Ahmad 2003], pero su precisión no está completamente comprobada. Una vez despasivado el acero, estos métodos pueden ser útiles, pero debe tenerse en cuenta que la velocidad

de corrosión medida no se mantiene constante y tiene una tendencia creciente, acortando la estimación teórica. Adicionalmente, en el caso particular de la corrosión por picado, cuando se toman lecturas experimentales, la corriente de corrosión en la zona activa se diluye debido a su relación de áreas con la zona catódica. La profundidad máxima de penetración del picado en corrosión localizada puede ser entre 4 y 8 veces el valor de la profundidad media de ataque [González et al. 1995].

Tabla 2. Período esperable de deterioro.

i_{corr} ($\mu A/cm^2$)	DURAR [DURAR 1997]	AASHTO [Clear 1989]
	Velocidad	Interpretación en Estructuras
— 0,1	Despreciable	Sin daño esperable
— 0,2	Bajo	
— 0,5	Moderado	Daño esperable en 10-15 años
— 1,0	Alto	Daño esperable en 2-10 años
— 10,0		Daño esperable en menos de 2 años

RESISTIVIDAD DEL HORMIGÓN DE RECUBRIMIENTO

La resistividad eléctrica del hormigón de una estructura se relaciona con la durabilidad de la misma respecto a la corrosión de las armaduras, tanto en lo correspondiente al período de iniciación como al de propagación. El periodo de iniciación para la corrosión por cloruro está directamente relacionado con la resistividad del hormigón [Whiting y Nagi 2003]. En el período de propagación, cuando el acero se encuentra despasivado, las zonas del recubrimiento con menor resistividad eléctrica resultan ser las zonas susceptibles a corroerse con mayor velocidad. Además, la resistividad del recubrimiento también adquiere importancia al momento de implementar un sistema electroquímico de protección de las armaduras, o de reparar una estructura afectada por corrosión.

La resistividad del hormigón se encuentra en un rango amplio, entre 10 y 10.000 $k\Omega \cdot cm$ [Whittington et al. 1981]. La corriente eléctrica a través del hormigón es conducida por los iones disueltos en el líquido de poro [Hanson et al. 1985], pudiéndose asumir a los agregados como eléctricamente inertes.

El conductor iónico o electrolito, que permite el transporte de iones entre ánodo y cátodo, está formado por el líquido de poro del hormigón en contacto con el acero. La naturaleza electroquímica de la corrosión implica una relación directa de la velocidad de corrosión con la resistividad del hormigón de recubrimiento cuando éste no se encuentra saturado, ya que el control de la reacción en este caso queda determinado por el proceso anódico. En el caso de corrosión generalizada, la relación matemática entre velocidad de corrosión y resistividad eléctrica se muestra de tipo inversamente proporcional [Alonso et al. 1988, Gulikers 2005] (Figura 5).

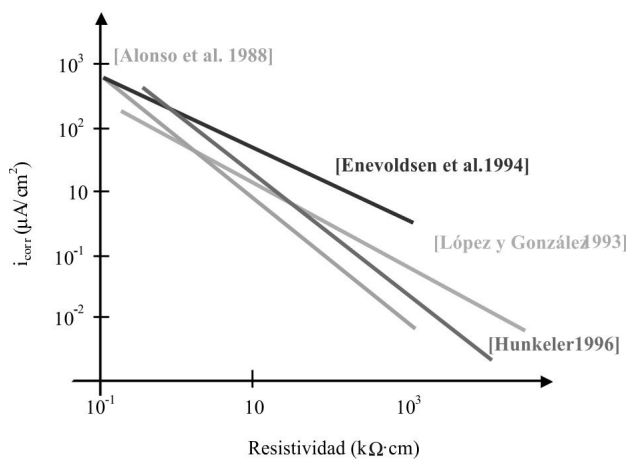


Figura 5. Relación entre la resistividad y la velocidad de corrosión.

La corrosión de armaduras en ambientes secos resulta baja debido precisamente a la ausencia o presencia insuficiente de electrolito. Es así que la resistividad es el parámetro que mejor define la relación entre el grado de saturación de capilares y la corriente de corrosión [Andrade et al. 2002].

En el caso de corrosión por cloruro, la probabilidad de corrosión, medida mediante el potencial de corrosión, cambia de muy probable a muy improbable cuando la resistividad se incrementa de 6,5 kΩ·cm a 8,5 kΩ·cm [Hope et al. 1985], mostrando nuevamente la relación entre resistividad y corrosión, en este caso de tipo localizada.

La relación entre resistividad y la velocidad de corrosión permite la utilización de métodos de mapeos de resistividad en estructuras como ensayo no destructivo para estimar el estado de pasivación de las armaduras, o la velocidad de corrosión en estado activo [Morris et al. 1998, Polder 2005]. En realidad, lo más correcto sería asociar el valor de la resistividad con un riesgo de corrosión determinado.

La inclusión de adiciones minerales activas, así como el grado de hidratación, que afectan a la microestructura de la matriz cementicia y la composición química del líquido de poro, influyen en la resistividad del hormigón [Osterminski et al. 2006]. La actividad hidráulica de las adiciones refina el tamaño de poro y aumenta la resistencia al paso de corriente al disminuir el volumen de la fase conductiva [Basheer et al. 2002]. Al utilizar adiciones minerales activas, la variación de la resistividad en el tiempo es más prolongada respecto al hormigón sin adiciones, debido a la formación de compuestos tardíos de hidratación y la fijación paulatina de hidróxidos presentes en la solución. La escoria granulada de alto horno se muestra como la adición que produce el mayor aumento de la resistividad [Basheer et al. 2002, Polder y Peelen 2002].

INGRESO DE CLORURO EN HORMIGÓN

El tiempo requerido para alcanzar el contenido límite de cloruro en la proximidad de las armaduras depende de la resistencia al ingreso de cloruro que posee el hormigón de recubrimiento. Lo habitual es definir a esta resistencia de acuerdo al denominado coeficiente de difusión aparente de cloruro [Collepari et al. 1970], D_{ap} , que establece la mayor o menor velocidad con la que ingresan los iones.

En definitiva, el tiempo que se requiere para alcanza la concentración crítica de cloruro en la interfase acero-hormigón resulta proporcional al cuadrado del espesor de recubrimiento (Ecuación 2). El coeficiente de difusión no es un parámetro fijo del material, sino que su valor disminuye en el tiempo [Mangat y Molloy 1994], debido principalmente a la hidratación tardía de fases de cemento anhidro, el uso de adiciones minerales y a la carbonatación.

La velocidad de penetración de cloruro se mide a partir del análisis para un tiempo dado de la concentración de cloruro a distintas profundidades desde la superficie (perfil de ingreso de cloruro) (Fig. 6). Transcurrido un período determinado, se analizan los contenidos de cloruro y se presenta el perfil de ingreso, contenido de cloruro versus profundidad.

Mediante una regresión matemática a una solución de la segunda ley de Fick para medios semi infinitos (Ecuación (5)), se determinan los coeficientes de concentración superficial (C_s) y de difusión (D_{ap}), y se grafica la curva de difusión.

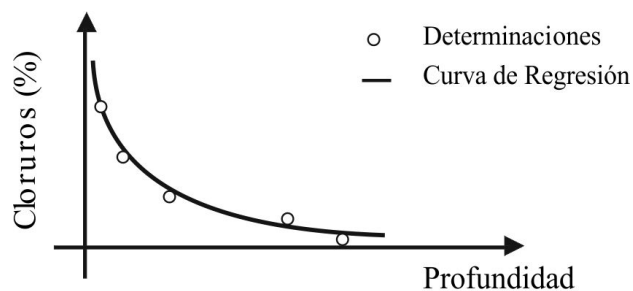


Figura 6. Perfil de cloruros.

$$C_{(x,t)} = C_s \left(1 - \operatorname{erf} \left(\frac{x}{2\sqrt{D_{ap} \cdot t}} \right) \right) \quad (5)$$

Debe mencionarse que las condiciones de borde de la exposición en laboratorio son diferentes a las de la estructura. Mientras que en el primer caso los hormigones se encuentran en inmersión en una solución de cloruro de sodio en el segundo se encuentran expuestos a la atmósfera marina.

Obtenido el valor de D_{ap} , y la concentración de cloruro en la zona inmediata a las armaduras, puede calcularse el tiempo requerido hasta alcanzar la concentración crítica de cloruro de acuerdo a la Ecuación (6), una expresión equivalente a la Ecuación (5), en la que x_{rec} y C_{crit} corresponden al espesor de recubrimiento y concentración crítica de cloruro, respectivamente.

$$t = \frac{x_{rec}^2}{4 \cdot D_{ap} \cdot \left(\operatorname{erf}^{-1} \left(1 - \frac{C_{crit}}{C_s} \right) \right)^2} \quad (6)$$

Si el coeficiente de difusión es medido en hormigones jóvenes, debe tenerse en cuenta que el valor medido disminuirá sensiblemente con el transcurso del tiempo, pudiendo originar una subestimación importante del período de iniciación. Para cuantificar el coeficiente de minoración en el tiempo de la difusividad son necesarias evaluaciones a distintas edades, preferentemente con grandes intervalos de tiempo entre ellas [Mangat y Molloy 1994]. Esto no es posible si no ha sido considerado desde el momento de construcción de la obra o si no se cuenta con datos experimentales del comportamiento de un material de características similares estacionado en un ambiente semejante. Entonces, la estimación en estructuras construidas prácticamente queda limitada a la adopción de difusividades constantes en el tiempo, resultando en períodos de iniciación relativamente cortos y tiempos de vida útil remanente conservadores.

Los contenidos de cloruro que ingresan en el hormigón en inmersión son ampliamente superiores a los determinados en los hormigones en exposición atmosférica [Villagrán Zaccardi 2009]. A diferencia de los patrones de penetración en exposición atmosférica, al estar el hormigón saturado, la totalidad de la porosidad se encuentra ocupada por la solución de poro, que es la que constituye el medio por el cual ingresa el cloruro. Por lo tanto, es esperable que en estado saturado se presente una velocidad de avance más alta respecto al estado no saturado con similar estructura de poro. La relación entre las velocidades de ingreso en las probetas en inmersión y en las probetas expuestas en ambiente marino quedará definida principalmente por el contenido de solución de poro. El contenido de solución de poro en las probetas en exposición atmosférica no permanece constante, sino que es influenciado por las condiciones atmosféricas, especialmente en la zona externa. Por lo tanto, en la comparación debe tenerse en cuenta que no se trata de mecanismos de ingreso equivalentes, sino que el contraste resulta empírico. Además, en un ambiente marino de diferentes condiciones climáticas al estudiado, el equilibrio higroscópico del hormigón con el medio resultará en un contenido de solución de poro distinto, y diferentes ciclos de mojado y secado.

En la Figura 7 se muestra la relación entre las velocidades de ingreso en atmósfera marina natural y en inmersión en solución de cloruro de sodio 30g/l. El mecanismo de ingreso en ambos casos es diferente, mientras que en inmersión el hormigón se encuentra permanentemente saturado, en exposición atmosférica existen ciclos de absorción y desorción de agua. Debido a que la porosidad es el principal factor de importancia en ambos casos, puede apreciarse cierta relación entre las mediciones. La relación entre ambos surge del grado de saturación del hormigón originado por las condiciones de exposición. Considerando el resto de factores intervinientes, se permitiría la estimación de estructuras en servicio a partir de mediciones de la difusividad en probetas de laboratorio.

Otra comparación directa entre D en inmersión (D_{imm}) y D atmosférico (D_{atm}) se muestra en la Fig. 8. Puede observarse una marcada tendencia en la relación. En una zona de bajas velocidades de penetración se notan incrementos importantes en D_{atm} en comparación con pequeños incrementos de D_{imm} , pero llegado un punto la relación parece invertirse. Esto puede estar relacionado con el concepto anterior, mientras que en exposición atmosférica

un mayor volumen de poros de menor tamaño, que permanecen saturados a la humedad ambiental, originan cambios sensibles en D. En inmersión los cambios se relacionan más directamente con la variación del volumen total de poro, ya que todos permanecen saturados.

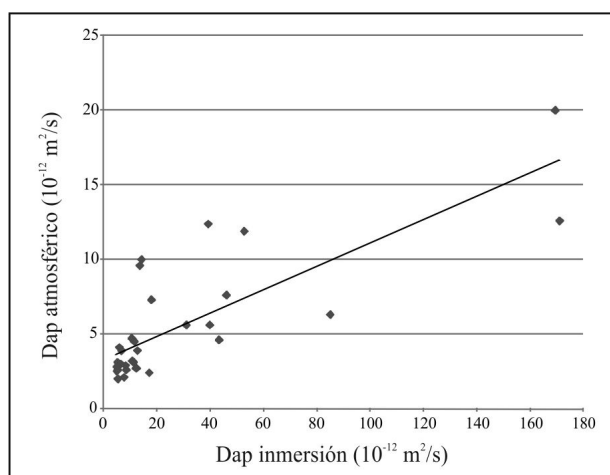


Figura 7. Relación entre difusividades de hormigones en exposición marina atmosférica y en inmersión en solución de cloruro al 3% [Traversa et al. 2005].

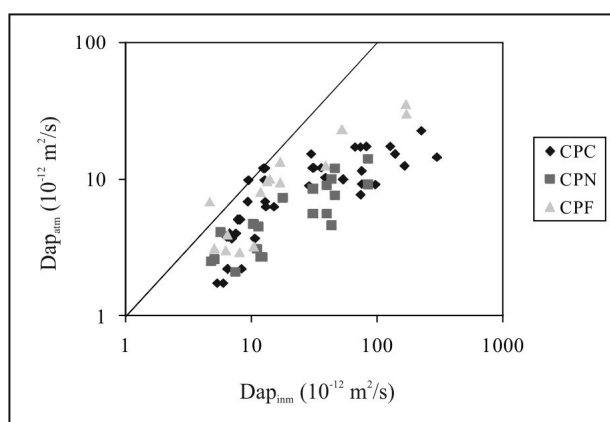


Figura 8. D_{imm} versus D_{atm} [Villagrán Zaccardi et al. 2010].

CONTENIDO UMBRAL DE CLORURO

Aunque depende de numerosos factores [Taylor et al. 1999] y el tema todavía no ha sido totalmente dilucidado, en general se adopta un contenido de cloruro del 0,4 % en peso del cemento en el hormigón como límite inferior para el inicio del picado [DURAR 1997]. Además son necesarias las presencias de oxígeno y de humedad para que la reacción electroquímica de la corrosión tenga lugar.

Se asume que existe un contenido umbral de cloruro por debajo del cual es muy baja la probabilidad de que se produzcan picaduras, debido a que la capa pasiva es capaz de regenerarse a tiempo. Las condiciones específicas que conducen al inicio de la corrosión por picado con un contenido umbral de cloruro no están establecidas. El valor para el contenido límite de cloruro se encuentra en un entorno de acuerdo a la metodología utilizada, condiciones de transporte y otros factores [Thomas 1996, Taylor et al. 1999, Alonso et al. 2000, Frederiksen 2002], pero no existe completo consenso al respecto. La falta de

un valor representativo de este umbral impide en cierta forma el cálculo preciso de la vida útil de las estructuras.

Entre los factores que afectan al valor umbral se encuentran la rugosidad superficial del acero (cuya relevancia es baja [Alonso et al. 2000]), las propiedades del hormigón (tipo de cemento, contenido de C_3A , contenido de adiciones minerales, pH de la solución de poros, porosidad) y la agresividad del ambiente (temperatura, catión asociado, humedad relativa), y la relación entre estos mismos factores. Estos parámetros son los mismos que determinan la naturaleza de la capa pasiva, y por lo tanto existe una relación directa entre el potencial de corrosión y el contenido umbral de cloruro [Alonso et al. 2002, Oh et al. 2003].

Convencionalmente se adopta el contenido umbral de cloruro del 0,4% en peso del cemento en el hormigón como límite inferior para el inicio del picado [DURAR 1997]. No habiendo un porcentaje fijo, se consideran como límite porcentajes entre 0,39 y 1,16% de cloruro libre respecto al peso de cemento. Los valores típicos del contenido umbral de cloruro total van desde 0,2 a 2,5% en peso del cemento [Glass y Buenfeld 1997, Alonso et al. 2002], aunque existen diferencias entre las determinaciones en solución, mortero y hormigón, incrementándose el valor en este orden [Alonso et al. 2000]. Debido al efecto de la carbonatación y el pH puede ser más conveniente la definición de la relación $[Cl^-]/[OH^-]$ antes que un contenido de cloruro [Mehta 1980, Tuutti 1982, Thomas 1996, Alonso et al. 2000, Oh et al. 2003], ya que para un mismo contenido de cloruro esta relación se ve modificada por un amplio rango de parámetros [Thomas 1996]. Usualmente se adopta un contenido umbral de cloruro definido por la relación $[Cl^-]/[OH^-] = 0,6$ [Tuutti 1982], pero este valor puede resultar demasiado conservador [Alonso et al. 2002]. En general, el contenido umbral de cloruro detectado en la matriz cementicia supera al equivalente determinado en una solución de poro artificial [Alonso et al. 2002].

En la práctica, los valores umbrales deben ser considerados como aproximados debido a varias razones [Broomfield 1997], como ser la variación del pH según los constituyentes, la capacidad de inmovilización de cloruro, el transcurso del tiempo y su efecto sobre los demás parámetros, la presencia de humedad que permita al hormigón comportarse como electrolito, y la disponibilidad de oxígeno en la superficie del acero.

En la literatura también pueden encontrarse relaciones entre el contenido de cloruro del hormigón y el riesgo de corrosión en estructuras en servicio, con datos basados en relevamientos de campo (Figura 9). Más allá del contenido de cloruro del hormigón, no debe perderse de vista que además son necesarias las presencias simultáneas de oxígeno y de humedad para que la reacción electroquímica de la corrosión tenga lugar.

En la Figura 10, a y b, se muestran probetas expuestas en la ciudad de Mar del Plata, para determinar velocidades de ingreso de cloruro en hormigón y contenidos umbrales de cloruro.

Estos estudios incluyeron el uso de cementos tipo CPN, CPC y CPF, de agregados gruesos graníticos triturados, silíceos de canto rodado, y hormigón triturado, relaciones

a/c de entre 0,40 y 0,60, y tratamientos de curado desde nulo hasta de 28 días en cámara húmeda.

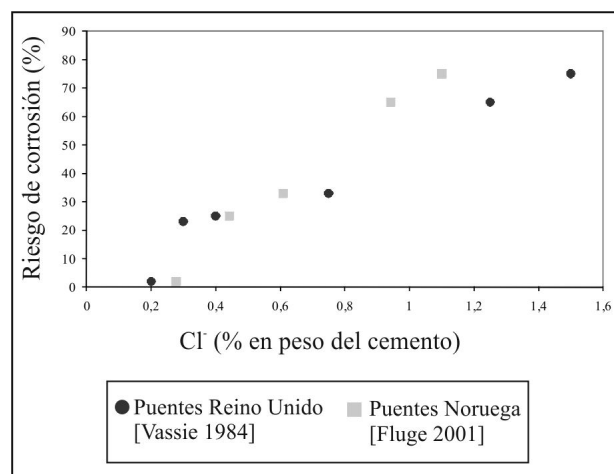


Figura 9. Relación entre el riesgo de corrosión y el contenido de cloruro.



(a) Punta Cantera.



(b) Ruta 11 Km 17.

Figura 10. Estaciones LEMIT de exposición en ambiente marino (Mar del Plata) [Traversa et al. 2006, Villagrán Zaccardi et al. 2005, Barbosa et al. 2006, Villagrán Zaccardi et al. 2008, Villagrán Zaccardi 2009, Villagrán Zaccardi et al. 2010].

En la Figura 11 se muestran una relación hallada entre la probabilidad de corrosión (de acuerdo al potencial de corrosión medido) y el contenido de cloruro al nivel de las barras. Se observa que se supera el 10% de probabilidad

de corrosión para contenidos del orden del 0,08%. Aunque en la despasivación localizada, la presencia de cloruros puede no verse reflejada claramente en la medición de la corriente de corrosión (ya que la densidad de corriente medida es la media del área en la que se mide), en la Figura 12 puede notarse un rango de contenido de cloruro, entre 0,05 y 0,085 % para el que se aumenta de corrientes del orden de $0,2\mu\text{A}/\text{cm}^2$ a corrientes de más de $0,3\mu\text{A}/\text{cm}^2$.

Los resultados obtenidos son consecuentes con los de la bibliografía [Taylor et al. 1999, Alonso et al. 2000], donde el contenido límite de cloruros se estima entre 0,05 y 0,075%. Es importante destacar que los contenidos de cloruro analizados corresponden a la fracción soluble en agua, que es algo mayor que la que se encuentra en la solución de poros [RILEM TC 178-TMC et al. 2001], desencadenante del picado y generalmente considerada en la bibliografía consultada.

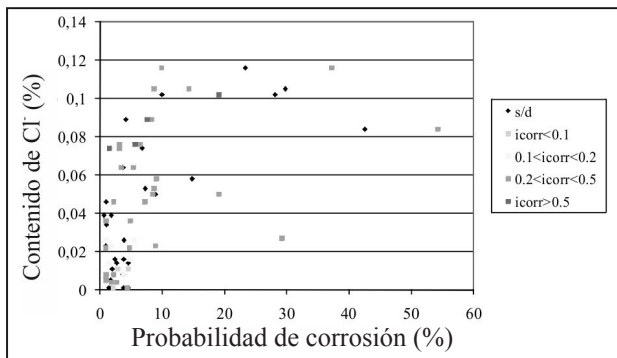


Figura 11. Relación entre la probabilidad de corrosión (según Ecorr) y el contenido de cloruros [Traversa et al. 2005].

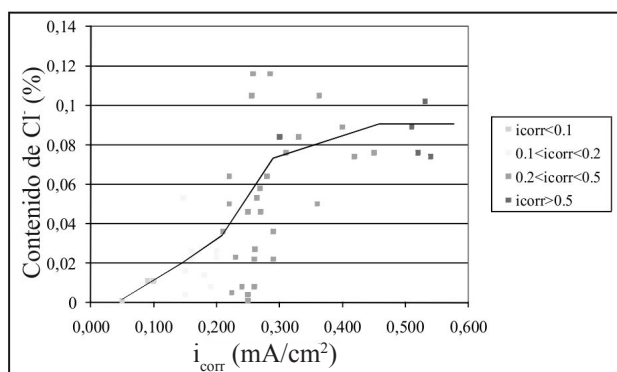


Figura 12. Relación entre la velocidad de corrosión (icorr) y el contenido de cloruro [Traversa et al. 2006].

PARÁMETROS PRESCRIPTIVOS RESPECTO A LA DURABILIDAD FRENTE A LA CORROSIÓN LOCALIZADA

La inclusión de limitaciones prescriptivas al hormigón para asegurar cierta durabilidad de las estructuras de hormigón armado desatiende el diseño prestacional, que requiere una evaluación cuantitativa de parámetros. Específicamente en ambiente marino, se requiere conocer la resistencia del hormigón al ingreso de cloruro.

La vida útil estipulada durante el proyecto de la estructura es el período en el cual deben cumplirse los requerimientos de servicio con un nivel superior al mínimo aceptable

respecto a seguridad, confort y estética. Para ello deben considerarse las condiciones de exposición a las que la estructura estará expuesta. La reglamentación en general considera períodos de vida útil estipulada de 50 años o 100 años, siempre que se controle la fisuración, se respeten los recubrimientos mínimos y se coloque, compacte y cure al hormigón adecuadamente. El enfoque prescriptivo resulta ampliamente aceptable, pero tiene ciertas limitaciones respecto a la exactitud del período de vida proyectado [Rostam 2000], debido a que con la clasificación general de ambientes y parámetros límite no es posible considerar a todas las variables intervinientes. Los parámetros son muchas veces restringidos cualitativamente, o se establece una cuantificación indeterminada [Anoop et al. 2002].

Pocas veces el análisis de la velocidad de ingreso de cloruro implica el emplazamiento y los aspectos geométricos de la estructura [Nilsson 1996, Lindvall 2003], siendo que éstos determinan la afectación de la estructura y de cada elemento estructural en particular de acuerdo a su entorno.

La consideración de la resistencia del hormigón de recubrimiento a las exigencias ambientales es la base del diseño por durabilidad. Estas observaciones pueden realizarse desde un punto de vista prescriptivo u otro prestacional.

Los criterios prescriptivos originan limitaciones prácticas, referidas mediante niveles mínimos o máximos, según corresponda, de propiedades del hormigón como la resistencia, absorción de agua en 24hs, velocidad de succión capilar, penetración de agua a presión, y de características del hormigón como ser relación agua/material cementíceo (a/mc), contenido mínimo de cemento, tipo de cemento. Estos miramientos permiten contemplar al material que cumpla con una durabilidad mínima para la estructura. Sin embargo, no resulta muy útil para pronosticar un período de vida útil específico.

Los parámetros prescriptivos han sido mayormente incorporados en las reglamentaciones, como forma de asegurar la durabilidad de las estructuras. En la práctica, muchos de los parámetros de más reciente incorporación mostrarán su utilidad en las estructuras que actualmente están siendo construidas siguiendo estos lineamientos. Como herramienta para el diseño prestacional, la comparación de estos parámetros prescriptivos con parámetros de diseño permite estimar un período de vida útil y un nivel de seguridad por durabilidad. Del mismo modo, la interrelación entre estos mismos parámetros prescriptivos implica la evaluación de su representatividad de lo que es considerado un hormigón durable.

RELACIÓN A/MC

La porosidad capilar de la matriz cementícea es función de la relación agua/material cementíceo, para determinadas condiciones de curado del hormigón. La influencia de la relación agua/material cementíceo sobre la difusión de cloruro en hormigón ha sido ampliamente analizada [ACI 222 2003]. Sin embargo, su utilidad como parámetro prescriptivo no puede estar solamente basada en la determinación de incidencia.

Respecto a la corrosión de armaduras activas, la reducción del flujo de oxígeno a través del hormigón es función de

la reducción de la relación a/mc [ACI 222 2003]. Ambas están relacionadas con la reducción de la permeabilidad del hormigón con la relación a/mc.

Por otro lado, durante el período de iniciación en ambiente marino es especialmente importante la disponibilidad de porosidad interconectada que permita el transporte de agua e iones. La limitación a ciertos valores máximos de la relación a/mc conduce a la disminución del volumen de capilares en el hormigón, pero no parece un parámetro suficiente. Esto debe ser complementado con un tratamiento de curado que asegure la hidratación extendida del material cementíceo, y sobre todo una compactación eficiente que elimine los macroporos.

En JSCE se propone una relación potencial entre la razón agua/material cementíceo y la difusividad del hormigón [Song et al. 2008].

La tendencia creciente de la difusividad con la relación a/mc puede verse ilustrada en la Figura 13, donde se muestran relaciones entre los coeficientes D_{atm} y D_{imm} respecto a la relación a/mc [Villagrán Zaccardi et al. 2010]. Se indican series correspondientes a hormigones elaborados con cemento tipo normal (CPN), compuesto (CPC) y fillerizado (CPF). En estos estudios no surgen diferencias estadísticamente significativas entre los tres tipos de cemento.

Es de particular notoriedad que la suma de las influencias de otros factores (tamaño máximo de agregado, tipo de cemento, tratamiento de curado, edad), puede resultar en un efecto similar a los de la variación de la relación a/mc, especialmente en las difusividades determinadas en perfiles de ingreso en atmósfera natural marina. Por esto resulta importante destacar que la relación a/mc como parámetro de control por durabilidad del hormigón requiere el apoyo de parámetros prescriptivos complementarios.

La diferenciación mostrada en la Figura 13, entre los coeficientes en inmersión y atmosférico, se presenta más acentuada tanto mayor es la relación a/mc. Esta tendencia puede explicarse por el mayor contenido de solución de poro en el estado saturado de un hormigón con mayor relación a/mc. Esta mayor porosidad no influye de la misma manera en las probetas expuestas a la atmósfera. En éstas, el contenido de líquido de poro queda definido por el volumen de capilares más finos, donde se produce mayor o menor condensación en función de la humedad relativa. En este rango de tamaño de poro, la menor diferencia volumétrica presenta una menor significación neta.

CONTENIDO DE CEMENTO

El contenido de cemento resulta determinante en varios aspectos. En primer lugar, considerando una misma relación agua/material cementíceo, un mayor contenido de cemento significa un mayor contenido de pasta por metro cúbico de hormigón. La matriz, como fase porosa del hormigón resulta entonces en mayor proporción volumétrica.

El contenido de AC_3 es el mayor contribuyente a la capacidad de retención de cloruro, y esto surge del tipo y contenido de cemento en el hormigón. En el caso de

estructuras en contacto directo con agua de mar, el uso de cementos con alto contenido de AC_3 resulta limitado debido al ataque por sulfato.

El efecto del tipo de cemento puede originar diferencias en cuanto al contenido de adiciones minerales presentes en su composición (efectos de dilución y puzolánico). Esto no sólo puede plantear diferencias en los resultados de evaluaciones aceleradas sobre el hormigón diseñado, sino además presentar diferentes evoluciones en el tiempo de estos parámetros, y por lo tanto en el hormigón de recubrimiento de la estructura construida.

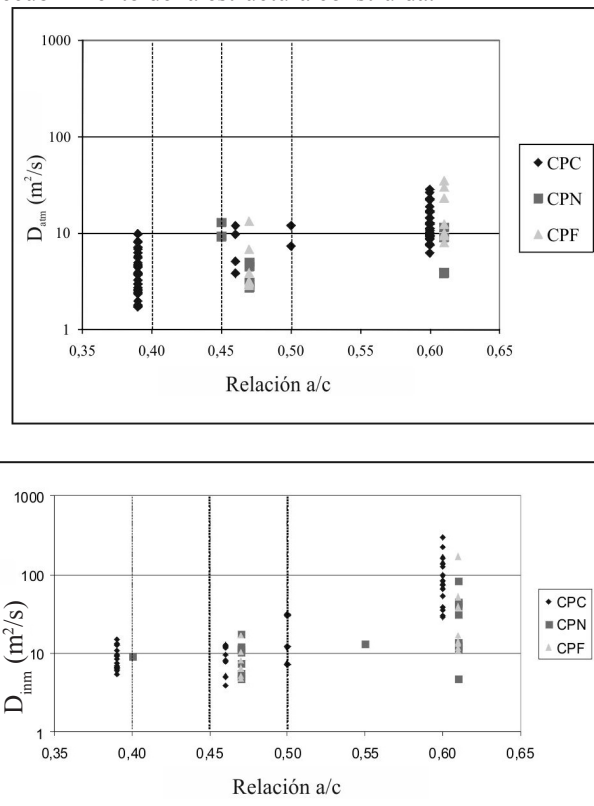


Figura 13. Difusividades en inmersión y atmosférica versus relación a/mc [Villagrán Zaccardi et al. 2010].

RESISTENCIA

La razón agua/material cementíceo es la propiedad más importante del hormigón. Su relación con la resistencia a compresión ha sido ampliamente probada y explicada. Esta relación directa es la más desarrollada en el campo de la tecnología del hormigón. De allí, que surge una base firme para la utilización de la resistencia a compresión como parámetro de evaluación para prácticamente cualquier propiedad del hormigón, incluyendo a la difusividad de cloruro. De este modo, se ha determinado una relación simple entre la resistencia a compresión a la edad de 28 días y la difusividad del hormigón [Frederiksen et al. 1997]. La difusividad en inmersión decrece de manera consistente con el aumento de la resistencia a compresión. Esta relación se afecta seguramente en tanto se modifique el contenido de aire incorporado. También surgirán diferencias a partir del tipo de cemento utilizado, y prácticas de aceleración de la ganancia de resistencia (tratamiento de curado, aditivos).

La relación de la difusividad con la resistencia a compresión es de tipo inversa, como se muestra en la

Figura 14 [Villagrán Zaccardi et al. 2010]. Puede verse una mayor dispersión en el caso del hormigón no saturado. Las exigencias reglamentarias según CIRSOC 201-2005 [CIRSCOC 2005] respecto a la resistencia compresión son congruentes con los de la relación a/mc. De esta forma, la relación directa entre resistencia y relación a/mc permite un control por la primera, infiriéndose el cumplimiento de la segunda. Este es un aspecto de suma importancia práctica debido a la falta de métodos confiables para el control la relación a/mc en el hormigón elaborado. Por otro lado, debe recordarse que la resistencia del hormigón de recubrimiento en la estructura se verá sumamente afectado por el grado de compactación del hormigón, sumamente dependiente de la calidad de construcción. La practicidad, costo y universalidad del ensayo de resistencia a compresión lo hace muy fácil de implementar y de interpretar a sus resultados.

Determinar experimentalmente el índice de compactación resulta entonces recomendable como medida para definir la sensibilidad a la compactación del hormigón y establecer un riesgo relativo que oriente sobre el nivel de control requerido durante la colocación del hormigón. La práctica profesional muestra resultados desalentadores cuando este criterio no se establece precisamente.

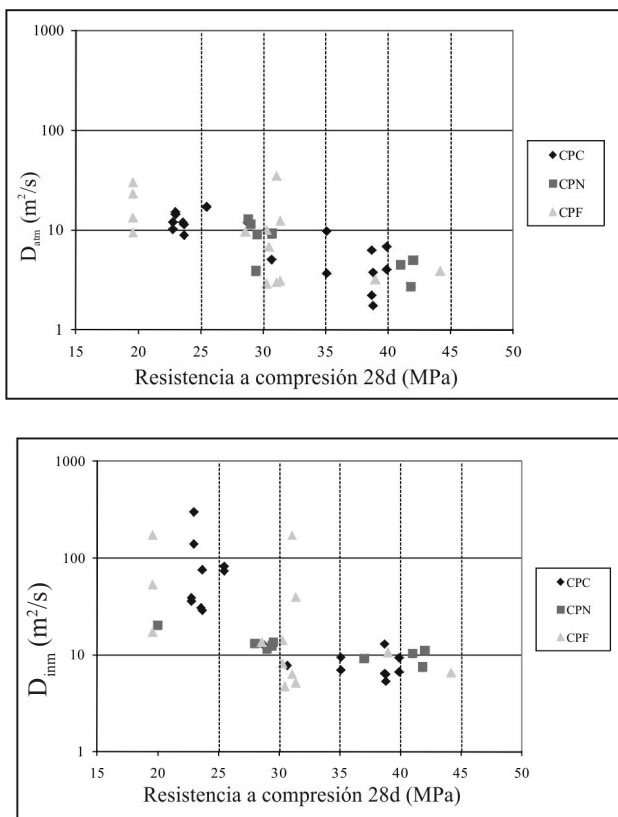


Figura 14. Difusividades en inmersión y atmosférica versus resistencia a compresión [Villagrán Zaccardi et al. 2010].

SUCCIÓN CAPILAR

El ingreso de los iones cloruro en estructuras en ambiente marino puede producirse por absorción capilar. Dicho mecanismo se produce en el hormigón no saturado. Estudios previos relacionan la succión capilar y la difusión de cloruro, obteniéndose buenas correlaciones [Kropp y Basheer 2000, Basheer 2001]. Sin embargo,

estas relaciones dependen de la metodología adoptada para su evaluación. Se ha observado que la evaluación del movimiento de agua por capilaridad es muy sensible a las variaciones en las condiciones de ensayo y en las proporciones de constituyentes del hormigón estudiado [Taus 2010]. Esto hace que el método utilizado en algunos estudios pueda no guardar relación directa con otros métodos para evaluar la capilaridad. En Argentina el método se encuentra normalizado según IRAM 1871 [IRAM 1871 2004].

En la Figura 15 se presentan relaciones de la velocidad de succión capilar con valores de difusividad [Villagrán Zaccardi et al. 2010]. Puede verse una mayor variabilidad de la velocidad de succión capilar a la variación de D_{atm} . La relación de la succión capilar resulta más directa con D_{imm} .

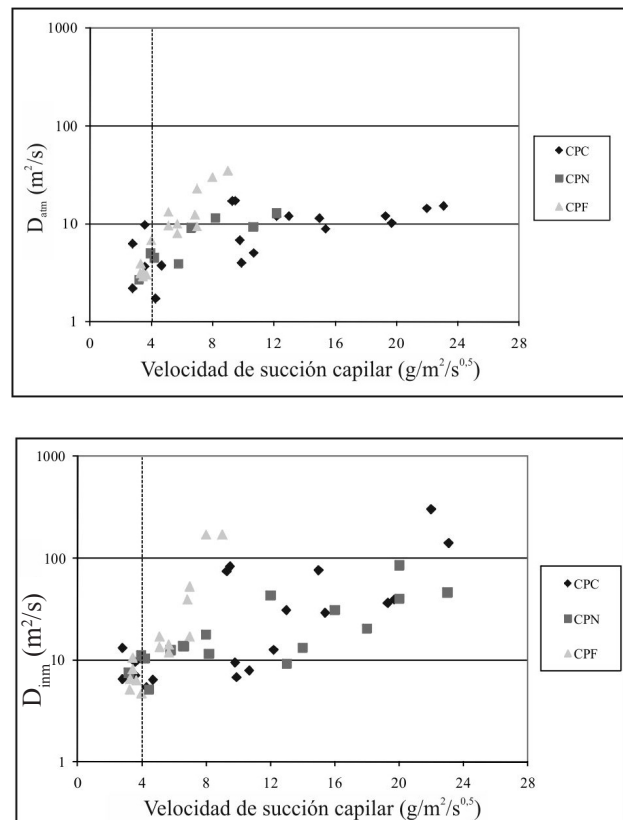


Figura 14. Difusividades en inmersión y atmosférica versus resistencia a compresión [Villagrán Zaccardi et al. 2010].

PERMEABILIDAD

En el caso de estructuras sujetas a una diferencia de presiones hidrostáticas, la permeabilidad es el parámetro que mejor representa el ingreso de sustancias agresivas desde el medio externo, como el caso del transporte de cloruro disuelto en el agua de mar. Por otro lado, se ha observado una mayor resistencia a la penetración de cloruro en el caso de hormigones de baja permeabilidad [CCAA 2009], en relación a la conectividad de la estructura de poro.

En Argentina se emplea el ensayo de penetración de agua a presión (IRAM 1554 [IRAM 1554 1983]) como índice de evaluación de la calidad del hormigón respecto a su permeabilidad, estando además especificado en el Proyecto de Reglamento CIRSOC 201-2005 [CIRSOC 2005] para aquellas estructuras que requieren una

adecuada impermeabilidad y cuya función es la contención o retención de agua.

CONSIDERACIONES CONSTRUCTIVAS

Si bien la definición de un hormigón en proporciones y con materiales adecuados es requisito para una estructura durable en ambiente marino, no resulta suficiente. La calidad constructiva es tan importante respecto al resultado final como la calidad del hormigón fresco. Esto resulta del hecho de que el material final, hormigón endurecido, resulta afectado por la calidad de las tareas constructivas de transporte, colocación, compactación y curado. Esta afectación puede fácilmente evaluarse mediante ensayos in-situ y testigos calados en la estructura de hormigón armado, pero no resulta una alternativa conveniente desde el punto de vista ingenieril debido a los mayores tiempos y costos requeridos. Por ello, el enfoque prescriptivo tiende a establecer prácticas constructivas adecuadas, pero es realmente el control de estas tareas el que se traduce en resultados prácticos.

Para evitar el incremento de costos y tiempo de ejecución, resultaría recomendable mantener un control de calidad de las prácticas constructivas con un esfuerzo superior a los controles sobre los materiales y el hormigón mismo.

CURADO

La madurez del hormigón origina una cierta microestructura en estado endurecido conforme se produce la hidratación del cemento. Pero es requisito fundamental una alta humedad relativa para que la hidratación del cemento progrese y se produzca refinamiento de los capilares. El hormigón de recubrimiento resulta ampliamente sensible al tratamiento de curado, debido a su mayor exposición a las condiciones externas de humedad y temperatura.

La Figura 16 muestra la influencia relativa del tratamiento de curado sobre la difusividad [Villagrán Zaccardi 2009]. Se muestran probetas de hormigón expuestas a la intemperie desde su moldeo (ext), y expuestas en cámara seca desde su moldeo (int), comparándolas con sus equivalentes curadas en cámara húmeda (ch). Los datos corresponden a hormigones con relaciones a/mc de entre 0,39 y 0,60, elaborados con Cemento Pórtland Compuesto.

La falta de hidratación temprana tiene efectos sustanciales sobre la porosidad capilar y las propiedades de transporte relacionadas, así como en el desarrollo de microfisuración del hormigón [Neville 1977]. En la Figura 16 se ve el incremento de la difusividad de cloruro cuando no se procura la hidratación prolongada del cemento.

Solicitud ambiental marina y enfoque reglamentario

El ambiente con cloruro es considerado como severo desde el punto de vista de la durabilidad del hormigón armado, ya que las sales presentes en el agua y en la atmósfera que rodea a las estructuras interactúan con el hormigón y con las armaduras.

En un análisis más amplio, las condiciones climáticas pueden ser estudiadas en distintos niveles de extensión, definiéndose condiciones macroclimáticas, mesoclimáticas y microclimáticas. Las condiciones macroclimáticas

son características del territorio en el que se implanta la estructura, incluye a la humedad relativa, la temperatura, las precipitaciones y los vientos. Las mesoclimáticas son propias de la estructura: altura respecto al nivel del mar, distancia a la costa. Finalmente, las microclimáticas se definen específicamente para las superficies de cada elemento estructural, quedando establecidas de acuerdo a la frontalidad de vientos, radiación solar, la orientación de la superficie, su verticalidad y planicidad [Nilsson 1996, Lindvall 2003, Isgor y Razaqpur 2006]. Las condiciones microclimáticas afectan distintamente la durabilidad de cada elemento particular de una estructura [Di Maio et al. 2000].

La temperatura es un factor de suma importancia en cuanto a la corrosión de armaduras [ACI 222 2003]. Dadas dos estructuras idénticas expuestas a la intemperie, la corrosión ocurrirá a mayor velocidad en aquella estructura expuesta a la mayor temperatura media ambiente.

El Proyecto de Reglamento Argentino CIRSOC 201-2005 presenta algunos lineamientos respecto a la durabilidad del hormigón armado en ambiente marino. Los criterios son de tipo prescriptivo y permitirían una vida útil de 50 años [CIRSOC 2005].

Primeramente, se define el grado de exposición al medio con cloruro y se realiza una clasificación de acuerdo al nivel de agresividad (Tabla 3). A partir de ello se definen características a requerir para el hormigón (Tabla 4).

En las Figuras 17 y 18 se muestran las relaciones entre difusividades y penetración de agua a presión, media y máxima, respectivamente. Nuevamente, puede verse como el porcentaje de valores conforme lo muestra menos exigente que la velocidad de succión capilar en los hormigones estudiados. Un aspecto singular del Proyecto de Reglamento CIRSOC 201-2005 [CIRSOC 2005], resulta la necesidad de comprobar simultáneamente penetraciones media y máxima límites.

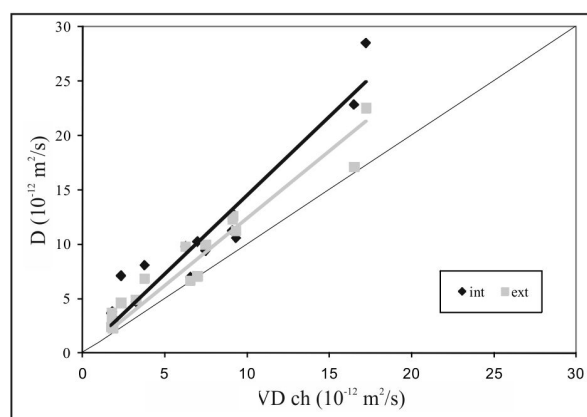


Figura 16. Influencia del tratamiento de curado sobre la difusividad de cloruro en hormigón [Villagrán Zaccardi 2009].al. 2010].

Tabla 3. Clases de exposición del hormigón armado en ambientes con cloruro [CIRSOC 2005].

Designación	Clase	Subclase	Descripción del medio ambiente	Ejemplos ilustrativos de estructuras donde se pueden dar las clases de exposición
CL	Húmedo o sumergido, con cloruro de origen diferente del medio marino		Superficies de hormigón expuestas al rociado o la fluctuación del nivel de agua con cloruro Hormigón expuesto a aguas naturales contaminadas por desagües industriales	Piletas de natación sin revestir. Fundaciones en contacto con aguas subterráneas Cisternas en plantas potabilizadoras Elementos de puentes
M 1		Aire	A más de 1km de la línea de marea alta y en contacto eventual con aire saturado de sales.	Construcciones alejadas de la costa pero en la zona de influencia de los vientos cargados de sales marinas (*)
M 2	Marino	Aire	A menos de 1km de la línea de marea alta y contacto permanente o frecuente con aire saturado con sales	Construcciones próximas a la costa.
		Sumergido	Sumergidos en agua de mar, por debajo del nivel mínimo de mareas.	Estructuras de defensas costeras. Fundaciones y elementos sumergidos de puentes y edificios en el mar.
M 3		Sumergido	En la zona de fluctuación de mareas o expuesto a salpicaduras del mar	Estructuras de defensas costeras, fundaciones y elementos de puentes y edificios.

(*) La distancia máxima depende de la dirección de los vientos predominantes. Cuando ellos provengan del mar, como ocurre en la mayor parte del litoral de la Provincia de Buenos Aires, esta zona está entre 1km y 10km En la mayor parte de la Patagonia esta zona es inexistente. El Director del Proyecto deberá acotar los límites de aplicación de esta zona de agresividad.

Tabla 4. Características requeridas para el hormigón en CIRSOC 201-2005 [CIRSOC 2005].

Parámetros respecto al material		Tipos de exposición				
		M1	M2 aire	M2 sum	M3	CL
máxima razón a/mc		0,50	0,45	0,40		0,45
mínima resistencia especificada (MPa)	Armado	30	35	40		35
	Pretensado	35	40	45		40
Tipo de cemento		---	---	MRS o CPN + AMA (exp.<0,1 a 6m) o CPN (C3A<8% y AMA<5%)		---
Absorción capilar máxima (g/m s ^{1/2})		4				
Contenido mínimo de cemento (kg/m ³)	Recub. < 10 cm	280				
	Recub. ≥ 10 cm	200				
suma de contenidos de cloruro soluble en agua de constituyentes respecto al hormigón resultante (% en masa del cemento)	Armado, curado normal	0,15				
	Armado, curado a vapor	0,10				
	Pretensado	0,06				
Referencia:						
MRS: Moderadamente Resistente a Sulfato						
CPN: Cemento Pórtland Normal						
AMA: Adiciones Minerales Activas						
C3A: Aluminato tricálcico						

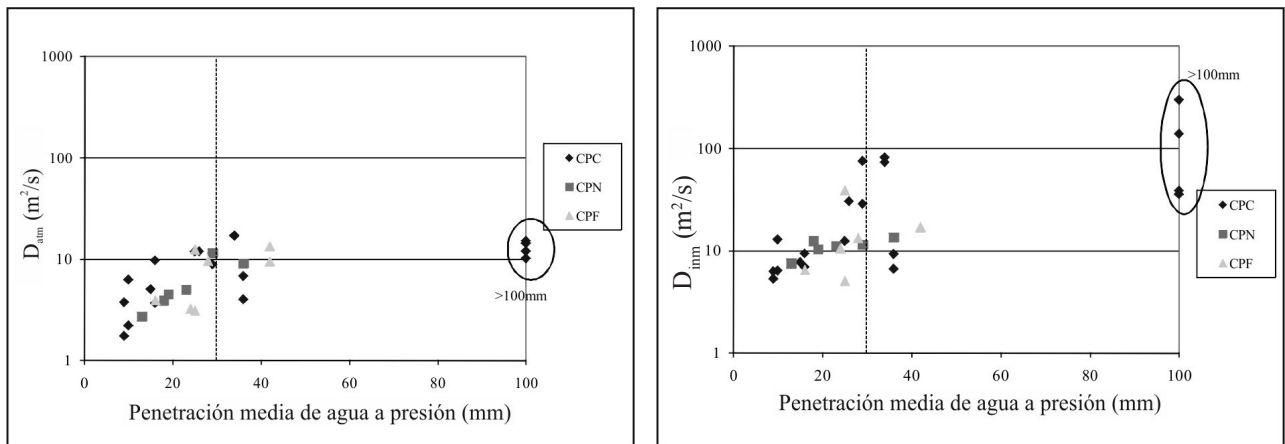


Figura 17. Difusividades en inmersión y atmosférica versus penetración media de agua a presión [Villagrán Zaccardi et al. 2010].

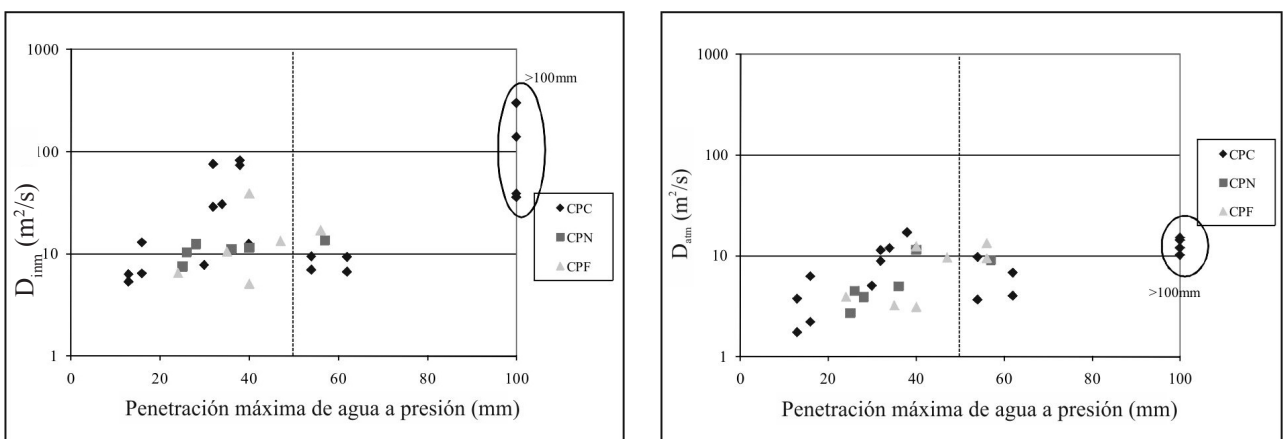


Figura 18. Difusividades en inmersión y atmosférica versus penetración máxima de agua a presión [Villagrán Zaccardi et al. 2010].

BIBLIOGRAFÍAS

- ACI COMMITTEE 222 (2003) ACI 222.3R-03 Design and Construction Practices to Mitigate Corrosion of Reinforcement in Concrete Structures. America Concrete Institute, 29p.
- REINFORCEMENT CORROSION IN CONCRETE STRUCTURES, ITS MONITORING AND SERVICE LIFE PREDICTION – A REVIEW, Ahmad S. (2003), Cement & Concrete Composites, 25, pp. 459-471.
- RELATION BETWEEN RESISTIVITY AND CORROSION RATE IN CARBONATED MORTAR MADE WITH SEVERAL CEMENT TYPES, Alonso C., Andrade C., González J.A. (1988), Cement and Concrete Research, Vol. 8, pp. 687-698.
- CHLORIDE THRESHOLD VALUES TO DEPASSIVATE REINFORCING BARS EMBEDDED IN A STANDARDIZED OPC MORTAR, Alonso C., Andrade C., Castellote M., Castro P. (2000), Cement and Concrete Research, 30, pp. 1047-1055.
- CHLORIDE THRESHOLD DEPENDENCE OF PITTING POTENTIAL OF REINFORCEMENTS, Alonso C., Castellote M., Andrade C. (2002), Electrochimica Acta, Vol. 47, pp. 3469-3481.
- CORROSION RATE EVOLUTION IN CONCRETE STRUCTURES EXPOSED TO THE ATMOSPHERE, Andrade C., Alonso C., Sarría J. (2002), Cement & Concrete Composites, 24, pp. 55-64.
- APPLICATION OF FUZZY SETS FOR ESTIMATING SERVICE LIFE OF REINFORCED CONCRETE STRUCTURAL MEMBERS IN CORROSIVE ENVIRONMENTS, Anoop, M.B., Rao, K.B., Rao, T.V.S.R.A. (2002), Engineering Structures, 24, pp. 1229-1242.
- ASTM C876 (1991), Standard Test Method for Half-Cell Potentials of Uncoated Reinforcing Steel in Concrete, ASTM, Filadelfia.
- DESARROLLO DEL PROYECTO DURACON EN ARGENTINA, Barbosa, M.R., Irassar, E.F., Álvarez, P.E., Amín, D.L., Anaya, H.D., Cabrera, O.A., Carrasco, M.F., Di Maio, A.A., Donza, H.A., Eperjesi, L.N., Folquer, M.E., Gassa, L.M., Jiménez, J., Palazzi, S.B., Rahhal, V.F., Ribotta, S.B., Traversa, L.P., Trezza, M.S., Vendramini, F.H., Villagrán Zaccardi, Y.A., Zicarelli, S.S. (2006) 16ª Reunión Técnica de Tecnología del Hormigón, AATH, 8-10 de noviembre de 2006, pp. 217-224.
- PERMEATION ANALYSIS, Basheer, P. A. M. (2001) Handbook of analytical techniques in concrete science and technology. Principles, Techniques and Applications, Ramachandran, V.S., Beaudoin, J.J., eds. Noyes Publications. New Jersey, Estados Unidos, pp. 658-737.

- MONITORING ELECTRICAL RESISTANCE OF CONCRETES CONTAINING ALTERNATIVE CEMENTITIOUS MATERIALS TO ASSESS THEIR RESISTANCE TO CHLORIDE PENETRATION, Basheer P.A.M., Gilleece P.R.V., Long A.E., Mc Carter W.J. (2002), *Cement & Concrete Composites*, Vol. 24, pp. 437-449.
- CORROSION OF STEEL IN CONCRETE, Bertolini, L., Elsener, B., Pedeferri, P., Polder R. (2004), Ed. Wiley-VCH Verlag GmbH & Co.KGaa, Weinheim, Alemania, 392 p.
- CORROSION OF STEEL IN CONCRETE, Broomfield, J.P. (1997), *Understanding, investigation and repair*. E & FN SPON, Londres, Reino Unido, 240 p.
- CCAA (2009) "Chloride Resistance of Concrete", *Cement Concrete & Aggregates Australia*, Sydney, Australia, 37p.
- CIRSOC (2005), *Proyecto de Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón CIRSOC 201-2005*, INTI, Buenos Aires, 2005, 452 p.
- MEASURING RATE OF CORROSION OF STEEL IN FIELD CONCRETE STRUCTURES, Clear, K.C. (1989), *Transportation Research Record No. 1211*, Transportation Research Board, pp. 28-37.
- LA CINETICA DI PENETRAZIONE DEGLI IONI CLORURO NEL CALCESTRUZZO, Collepardi, L., Marcialis, A., Turriziani, R. (1970), *Il Cemento*, 67, pp. 157-164.
- CONTECVET (2001). *Manual de evaluación de estructuras afectadas por corrosión de la armadura*. EC Innovation Programme IN 30902I. Instituto Eduardo Torroja - GEOCISA. DG Enterprise, CEC.
- INFLUENCE OF THE INTERFACIAL ZONE CHLORIDE DIFFUSIVITY OF MORTARS, Delagrave, A., Bigas, J.P., Ollivier, J.P., Marchand, J., Pigeon, M. (1997), *Advanced Cement Based Materials*, 5, pp. 86-92.
- EXPOSED REINFORCEMENT: ASSESSMENT OF CORROSION ACTIVITY, Di Maio, A.A., Eperjesi, L., Gassa, L., Traversa, L.P., Zerbino, R.L., (2000), *Concrete International*, Vol. 22, N°3, pp. 47-51.
- DURAR. *Manual de inspección, evaluación y diagnóstico de corrosión en estructuras de hormigón armado*. CYTED, 1997, 205 p.
- THE INFLUENCE OF INTERNAL RELATIVE HUMIDITY ON THE RATE OF CORROSION OF STEEL EMBEDDED IN CONCRETE AND MORTAR, Enevoldsen, J.N, Hansson, C.M. Y Hope, B.B.; (1994) *Cement and Concrete Research*, Vol. 24, pp. 1373-1382.
- LA DURABILIDAD DEL HORMIGÓN: SU RELACIÓN CON LA ESTRUCTURA DE POROS Y LOS MECANISMOS DE TRANSPORTE DE FLUIDOS, Fernández Luco, L. (2001), *Durabilidad del Hormigón Estructural*, AATH, Ed. E.F. Irassar, pp. 1-45.
- MARINE CHLORIDES. A PROBABILISTIC APPROACH TO DERIVE PROVISIONS FOR EN 206-1, Fluge F. (2001), *Proceedings Third Workshop on Service Life Design of Concrete Structures – From Theory to Standardization*, 10-12 de junio de 2001, Tromsø, Noruega, 23 p.
- THE EFFECT OF THE W/C RATIO ON CHLORIDE TRANSPORT INTO CONCRETE - IMMERSION, MIGRATION AND RESISTIVITY TESTS. Frederiksen, J.M., Sørensen, H.E., Andersen, A., Klinghoffer, O. (1997) *Hetek*, The Road Directorate, Copenague, Dinamarca, 35 p.
- METHOD FOR DETERMINATION OF CHLORIDE THRESHOLD VALUES FOR STEEL IN CONCRETE, Frederiksen J.M. (2002) *NordTest Report TR 500*, 64 p.
- THE PRESENTATION OF THE CHLORIDE THRESHOLD LEVEL FOR CORROSION OF STEEL IN CONCRETE, Glass G.K., Buenfeld N.R. (1997), *Corrosion Science*, Vol. 39, No. 5, pp. 1001-1013.
- THE INFLUENCE OF CHLORIDE BINDING ON THE CHLORIDE INDUCED CORROSION RISK IN REINFORCED CONCRETE, Glass G.K., Buenfeld N.R. (2000), *Corrosion Science*, 42, pp. 329-344.
- COMPARISON OF RATES OF GENERAL CORROSION AND MAXIMUM PITTING PENETRATION ON CONCRETE EMBEDDED STEEL REINFORCEMENT, González J.A., Andrade C., Alonso C., Feliú S. (1995), *Cement and Concrete Research*, Vol. 25, N°2, pp. 257-264.
- THEORETICAL CONSIDERATIONS ON THE SUPPOSED LINEAR RELATIONSHIP BETWEEN CONCRETE RESISTIVITY AND CORROSION RATE OF STEEL REINFORCEMENT, Gulikers J. (2005), *Materials and Corrosion*, Vol. 56, pp. 393-403.
- THE EFFECT OF CHLORIDE CATION TYPE ON THE CORROSION OF STEEL IN CONCRETE BY CHLORIDE SALTS, Hanson C.M., Frølund Th., Markussen J.B. (1985), *Cement and Concrete Research*, Vol. 15, pp. 65-73.
- CORROSION AND ELECTRICAL IMPEDANCE IN CONCRETE, Hope B.B., Ip A.K., Manning D.G. (1985), *Cement and Concrete Research*, Vol. 15, pp. 525-534.
- THE RESISTIVITY OF PORE WATER SOLUTION – A DECISIVE PARAMETER OF REBAR CORROSION AND REPAIR METHODS, Hunkeler, F.; (1996) *Construction and Building Materials*, Vol. 10, No. 5, pp. 381-389.
- IRAM 1554 (1983), *Hormigón de Cemento Pórtland. Método de determinación de la penetración de agua a presión en el hormigón endurecido*. IRAM, Buenos Aires, 13p.
- IRAM 1871 (2004), *Hormigón. Método para la determinación de la capacidad y velocidad de succión capilar de agua para hormigón endurecido*. IRAM, Buenos Aires.
- ADVANCED MODELING OF CONCRETE DETERIORATION DUE TO REINFORCEMENT CORROSION, Isgor, O.B., Razaqpur, A.G. (2006), *Canadian Journal of Civil Engineering*, 33, 707-718.
- ASSESSMENT OF THE DURABILITY OF CONCRETE FROM ITS PERMEATION PROPERTIES: A REVIEW, Kropp, J., Basheer, L. (2000) *Near-surface Testing for Strength and Durability of Concrete*, Basheer, P. A. M., V CANMET/ACI International Conference on Durability of Concrete, Barcelona, Spain.
- ENVIRONMENTAL ACTIONS ON CONCRETE EXPOSED IN MARINE AND ROAD ENVIRONMENTS AND ITS RESPONSE-CONSEQUENCES FOR THE INITIATION OF CHLORIDE INDUCED REINFORCEMENT CORROSION, Lindvall, A. (2003), *PhD Thesis*, Chalmers University of Technology, Publication P-03:2, Göteborg, Suecia, 233 p.

- INFLUENCE OF THE DEGREE OF PORE SATURATION ON THE RESISTIVITY OF CONCRETE AND THE CORROSION RATE OF STEEL REINFORCEMENT, López, W., González, J.A.; (1993) *Cement and Concrete Research*, Vol. 23, pp. 368-376.
- PREDICTION OF LONG TERM CHLORIDE CONCENTRATION IN CONCRETE, Mangat P.S., Molloy B.T. (1994), *Materials and Structures*, 27, pp. 338-346.
- DURABILITY OF CONCRETE IN MARINE ENVIRONMENT – A REVIEW, Mehta K. (1980), *Performance of Concrete in Marine Environment*, SP 65-1, ACI, Detroit, Estados Unidos, pp. 1-20.
- EFFECT OF WATER/CEMENT RATIO AND CURING TIME ON CHLORIDE PENETRATION INTO CONCRETE, Monosi, S., Moriconi, G., Alverá, I. (1989), *Materials Engineering*, 1, pp. 483-489.
- CORROSIÓN EN ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO EXPUESTAS AL AMBIENTE MARINO, Morris W., Vázquez M., Rosso De Sánchez S. (1998), *Memorias 1er. Congreso Intenacional de Tecnología del Hormigón*, AATH, Buenos Aires, 1-4 de junio de 1998, pp. 307-314
- TECNOLOGÍA DEL CONCRETO, Neville, A.M. (1977) Tomo 1, IMCyC, México D.F., México, 383 p.
- INTERACTION BETWEEN MICROCLIMATE AND CONCRETE - A PREREQUISITE FOR DETERIORATION, Nilsson, L.O., (1996), *Construction and Building Materials*, Vol. 10, N°5, pp. 301-308.
- EXPERIMENTAL INVESTIGATION OF THE THRESHOLD CHLORIDE CONCENTRATION FOR CORROSION INITIATION IN REINFORCED CONCRETE STRUCTURES, Oh B.H., Jang S.Y., Shin Y.S. (2003), *Magazine of Concrete Research*, Vol. 55, No. 2, pp. 117-124.
- MODELLING REINFORCEMENT CORROSION – USABILITY OF A FACTORIAL APPROACH FOR MODELLING RESISTIVITY OF CONCRETE, Osterminsky, K., Schießl, P., Volkwein, A., Y Mayer, T.F.; (2006) *Materials and Corrosion*, Vol. 57, N°12, pp. 926-931.
- TEST METHOD FOR ON-SITE MEASUREMENT OF RESISTIVITY OF CONCRETE – A RILEM TC-154 TECHNICAL RECOMMENDATION, Polder R.B. (2005), *Construction and Building Materials*, Vol. 15, pp. 125-131.
- CHARACTERIZATION OF CHLORIDE TRANSPORT AND REINFORCEMENT CORROSION IN CONCRETE UNDER CYCLIC WETTING AND DRYING BY ELECTRICAL RESISTIVITY, Polder, R.B. Y Peelen, W.H.A.; (2002) *Cement & Concrete Composites*, Vol.24, pp.427-435.
- STRATEGY FOR MAINTENANCE AND REHABILITATION IN CONCRETE STRUCTURES. REHABCON (2004), IPS-2000-00063. DG Enterprise, CEC.
- RILEM TC 178-TMC, CASTELLOTE M., ANDRADE C. (2001), «RILEM TC 178-TMC: ‘Testing and modeling chloride penetration in concrete’ Round-Robin test on chloride analysis in concrete - Part II: Analysis of water soluble chloride content», *Materials and Structures*, 34, 244, pp. 589-598.
- VIDA ÚTIL DE LAS ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN. CÓMO SATISFACER LOS REQUERIMIENTOS DEL NUEVO MILENIO, Rostam, S. (2000), *Hormigón*, 36, pp. 11-44.
- SONG H.-W., LEE C.-H., ANN K.Y., (2008) “Factors influencing chloride transport in concrete structures exposed to marine environments”, *Cement & concrete Composites*, Vol. 30, pp. 113-121.
- CORROSION AUTOPSY OF A STRUCTURALLY UNSOUND BRIDGE DECK, Stratfull R.F. (1973), *American Highway Research*, Record No. 433, 12 p.
- ANÁLISIS DE LA SUCCIÓN CAPILAR EN HORMIGONES: INFLUENCIA DE DISTINTOS PARÁMETROS DE ENSAYO, Taus, V. L. (2010), *Tesis de Magister*, Departamento de Ingeniería Civil, Facultad de Ingeniería, UNCPBA, 170p.
- THRESHOLD CHLORIDE CONTENT FOR CORROSION OF STEEL IN CONCRETE: A LITERATURE REVIEW. Taylor P.C., Nagi M.A., Whiting D.A. (1999), *Portland Cement Association*, PCA R&D Serial No. 2169. 32 p.
- CHLORIDE THRESHOLDS IN MARINE CONCRETE, Thomas M. (1996), *Cement and Concrete Research*, 26, pp. 513-519.
- CORROSIÓN DE ARMADURAS EN ATMÓSFERAS RURALES, URBANAS, MARINAS E INDUSTRIALES, Traversa, L.P. (2001), *Durabilidad del Hormigón Estructural*. AATH, Ed. E.F. Irassar, pp 217-257.
- MÉTODOS DE EVALUACIÓN Y DIAGNÓSTICO DE LA VIDA ÚTIL REMANENTE DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO EN AMBIENTE MARINO, Traversa, L.P., Villagrán, Y.A., Di Maio, A.A., Zicarelli, S.S. (2005), *XIX Jornadas Argentinas de Ingeniería Estructural*, Asociación de Ingenieros Estructurales, Mar del Plata, Argentina, 5-7 de octubre de 2006, CD-ROM, 13p.
- CORROSION OF STEEL IN CONCRETE, Tuutti, K. (1982), *Tesis Doctoral*. SCCI, CIB, Research Report No. 4, Estocolmo, Suecia, 468 p.
- REINFORCEMENT CORROSION AND THE DURABILITY OF CONCRETE BRIDGES, Vassie P., Trtl (1984), *ICE Proceedings*, Volume 76, Issue 3, Part 1, pp. 713-723.
- PROPIEDADES DE TRANSPORTE EN HORMIGONES CONVENCIONALES Y RECICLADOS Y SU INFLUENCIA EN LA CORROSIÓN DE ARMADURAS, Villagrán Zaccardi, Y.A., Taus, V.L., Zega, C.J., Di Maio, A.A., Traversa, L.P. (2005), *Memorias Simposio fib “El hormigón estructural y el transcurso del tiempo”*, La Plata, Argentina, 28-30 de septiembre de 2005, Tomo I, pp. 91-98.
- ALCANCES DEL TRATAMIENTO DE CURADO RESPECTO A LA CORROSIÓN DE HORMIGÓN ARMADO EN AMBIENTE MARINO, Villagrán Zaccardi, Y.A., Di Maio, A.A., Zicarelli, S.S., Traversa, L.P. (2008), *17ª Reunión Técnica y III Congreso Internacional de Tecnología del Hormigón*, AATH, Córdoba, Argentina, 29-31 de octubre de 2008, pp. 217-224.
- INGRESO DE CLORURO EN HORMIGONES CON CEMENTO PORTLAND COMPUESTO - Influencias del tiempo y de la capacidad de fijación, Villagrán Zaccardi, Y.A. (2009), *Tesis de Maestría*, Universidad Nacional del Centro de la Provincia de Buenos Aires, Olavarría, Argentina, 128 p.

- APRECIACIONES SOBRE EL USO DE PARÁMETROS PRESCRIPTIVOS PARA ASEGURAR LA DURABILIDAD DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO EN AMBIENTE MARINO, Villagrán Zaccardi, Y.A., Taus, V.L., Di Maio, A.A. (2010), 1er. Simposio Técnico Iberoamericano sobre Estructuras y Materiales para la Construcción, RILEM, AAHES, Buenos Aires, Argentina, 29 y 30 de Setiembre y 1 de Octubre de 2010, 17p.
- ELECTRICAL RESISTIVITY OF CONCRETE – A Literature Review. Whiting D.A., Nagi M.A. (2003), PCA R&D Serial No. 2457, Portland Cement Association, Skokie, Illinois, Estados Unidos, 57 p.
- THE CONDUCTION OF ELECTRICITY THROUGH CONCRETE, Whittington H.W., Mccarter J., Forde M.C. (1981), Magazine of Concrete Research, Vol. 114, N°33, pp. 48-60.

SUCCIÓN CAPILAR EN HORMIGONES

Valeria Taus

INTRODUCCIÓN

Las estructuras de hormigón, durante su vida en servicio, pueden sufrir distintas patologías, vinculadas en su mayoría con el ingreso y circulación de sustancias agresivas provenientes del medio externo. Dicho ingreso se produce a través de la estructura porosa del hormigón de recubrimiento según diferentes mecanismos de transporte.

Para el diseño de estructuras durables es necesario cuantificar parámetros relacionados con los distintos mecanismos de transporte, de allí la necesidad de establecer técnicas de ensayo que posibiliten cuantificar y calificar cada fenómeno.

Durante años se utilizó a la permeabilidad como parámetro de caracterización de la calidad de un hormigón desde el punto de vista durable. Sin embargo, sólo algunas estructuras están sometidas en condiciones reales de exposición, a un gradiente de presiones hidrostáticas (Hall, 1989). La absorción de agua por inmersión total también es empleada como parámetro complementario de caracterización de la calidad, aunque no refleja la morfología (distribución y magnitud) de la estructura porosa, directamente vinculada a la velocidad a la cual el líquido ingresa por la red de poros del hormigón.

La absorción de agua por capilaridad, constituye el mecanismo de transporte por el cual el agua y los agentes agresivos penetran en la red de poros del material, la cual se presenta en aquellas estructuras en las que el hormigón se encuentra sujeto a ciclos alternados de humedecimiento y secado.

Dicho mecanismo de transporte consiste en el ascenso de un líquido, generalmente agua, a través de la estructura porosa del hormigón, consecuencia de la acción de fuerzas capilares. Se trata de un fenómeno frecuente cuya cuantificación otorga parámetros de caracterización del hormigón desde el punto de vista durable.

En el ámbito internacional se suele denominar a la propiedad asociada al ingreso de un líquido por tensión superficial, a través de un medio poroso como sorptivity, la cual se traduciría acertadamente como sorptividad. Si bien esta última terminología no es comúnmente utilizada, cuando se hace alusión a dicha propiedad directamente se la refiere como absorción o succión capilar, o llanamente capilaridad. Los parámetros que se utilizan para identificar a dicho fenómeno dependen de la normativa aplicada para su cuantificación, como será tratado más adelante.

Si bien hoy existe una vasta experiencia internacional

que informa valores de los parámetros de succión capilar en hormigones de diferente nivel resistente, cada una de ellas se halla referida a una norma determinada, llevada a cabo bajo condiciones particulares y específicas de ensayo y sobre hormigones elaborados con materiales que difieren, en muchos casos, sustancialmente de los que habitualmente se utilizan en Argentina, resultando por lo tanto muy difícil establecer comparaciones o extrapolar los resultados a este contexto de trabajo.

Sobre la base de lo expuesto, en este capítulo se exponen resumidamente conceptos teóricos y principios físicos del movimiento de agua por capilaridad, complementariamente se analizan algunos de los factores considerados como más relevantes en cuanto a su posible afectación sobre los parámetros obtenidos.

LA ESTRUCTURA POROSA DEL HORMIGÓN. ORIGEN DE LOS POROS CAPILARES.

El hormigón es un material compuesto constituido por una fase sólida (cemento hidratado, cemento anhidro y agregados) y un espacio poroso o volumen de vacíos, que representan entre el 8 y el 25% del volumen total.

Los poros presentes en el hormigón tienen distinto origen, poseen los más diversos tamaños y su distribución y conectividad en la mezcla pueden ser muy variadas. En la pasta de cemento pueden encontrarse los poros capilares, los generados en la incorporación intencional de aire, los poros del C-S-H, los vacíos producidos durante las operaciones de mezclado y compactación, y los originados como consecuencia del fenómeno de exudación. Si bien los agregados también presentan poros, su porosidad en general es muy baja comparada con la de la pasta.

Como las propiedades de transferencia de materia en medios porosos dependen tanto de la distribución de tamaños de poros como de su conectividad, de todas estas clases de poros que pueden existir en el hormigón endurecido, los que más interesan desde el punto de vista de la durabilidad son aquellos que al estar comunicados entre sí y con el exterior, permiten el ingreso de los agentes externos a la masa del hormigón, siendo los poros o canales capilares los más importantes.

Los poros capilares tienen su origen en la hidratación del cemento. Durante este proceso, los vacíos inicialmente ocupados por agua van siendo ocupados por los productos de reacción, tendiendo a la formación de una matriz continua. De este modo la pasta de cemento se convierte progresivamente de un fluido viscoso a un sólido poroso, donde los huecos no ocupados por los componentes sólidos

de hidratación constituyen los llamados poros capilares.

El término capilar proviene del latín capillaris; de capillus, cabello o tubo de diámetro pequeño. Por analogía en el caso del hormigón, a los pequeños poros comprendidos entre 10 nm y 10 μm se los denomina poros capilares. Estos poros se hallan distribuidos aleatoriamente y existen en una cantidad muy variable, pudiendo alcanzar el 35% del volumen de la pasta. La cantidad presente dependerá fundamentalmente de la razón a/c y del grado de hidratación alcanzado, el cual se halla directamente relacionado con las condiciones de curado. Los poros capilares afectan propiedades tales como la resistencia, permeabilidad y contracción de la pasta.

EL FENÓMENO DE LA SUCCIÓN CAPILAR

- Origen de la Tensión Superficial

Entre las moléculas que constituyen un fluido existen fuerzas de cohesión intermolecular, debido a la atracción electromagnética entre partículas adyacentes. En el caso de las moléculas ubicadas en la interfase líquido-gas al no presentar por encima moléculas vecinas, la fuerza atractiva neta hacia el interior del líquido es máxima en coincidencia con su energía.

Debido a que todo sistema mecánico tiende al estado de menor energía potencial, el líquido tenderá entonces a reducir su energía total, para lo cual disminuye el número de moléculas situadas en la interfase líquido-gas. Esto último se logra mediante la disminución del área hasta el máximo posible, de allí que los líquidos tiendan a adoptar la forma esférica, que es la que presenta menor relación área/volumen.

La superficie se encuentra entonces bajo tensión, presenta una cierta resistencia a aumentar su área y se comporta como si fuera una delgada película elástica, fenómeno conocido como tensión superficial. La tensión superficial depende de la naturaleza del líquido, del medio que lo rodea y de la temperatura. Así, los líquidos cuyas moléculas presenten fuerzas de atracción intermoleculares fuertes tendrán una tensión superficial elevada. Si en el exterior del líquido se tiene un gas, la fuerza atractiva hacia el exterior resultará mínima y despreciable debido a la gran diferencia de densidades entre el líquido y el gas. En cuanto a la temperatura, la tensión superficial disminuye conforme la misma se incrementa, debido a que existe una reducción en las fuerzas cohesivas al aumentar la agitación térmica.

- Mojado

Sobre una molécula ubicada en la superficie límite de separación líquido-gas y en las cercanías de un cuerpo sólido (paredes internas de un poro capilar), actúan tres tipos de fuerzas: la fuerza de cohesión F_c , que se debe a la atracción que ejerce el resto de las moléculas sobre ella, la fuerza gravitacional F_g , debida a su propio peso y una fuerza de adherencia F_a , dirigida hacia la superficie del sólido, consecuencia de la atracción producida por las moléculas del mismo (Fig. 1).

En un tubo delgado, el ascenso o descenso que experimente el líquido en contacto con las paredes

dependerá de la magnitud de las fuerzas actuantes. Si las fuerzas de adhesión agua-sólido son mayores que las de cohesión agua-agua se producirá el ascenso, formándose en la interfase un menisco cóncavo, se dice entonces que el líquido moja la superficie (Fig. 1a). Si las fuerzas de adhesión resultan menores que las de cohesión, el menisco tomará una forma convexa y el líquido no mojará la superficie (Fig. 1b).

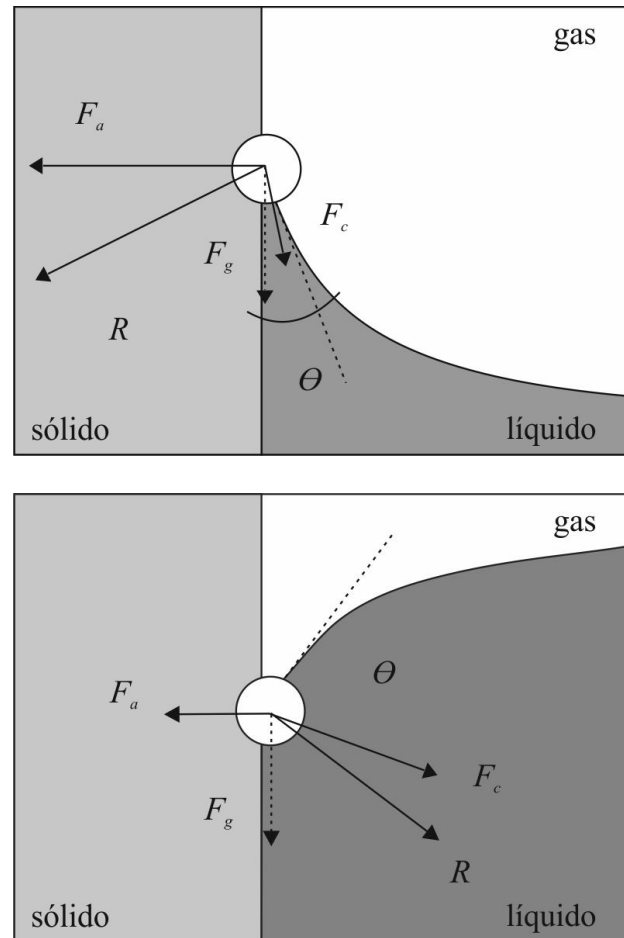


Figura 1: Fuerzas intermoleculares actuantes sobre una molécula ubicada en la proximidad de un cuerpo sólido, de un líquido (a) que moja la superficie y (b) que no moja la superficie.

CAPILARIDAD - LEY DE JURÍN

Si se realiza el equilibrio de las fuerzas verticales actuantes sobre una columna de agua de altura h de un tubo delgado (análogo a un poro capilar) de radio r (Fig. 2), se llegará a la siguiente expresión:

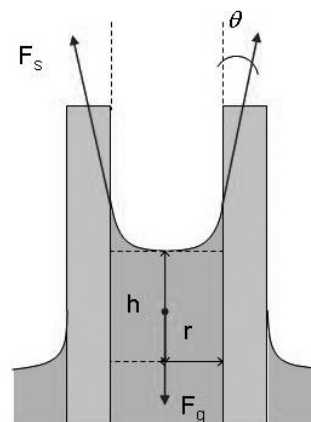


Figura 2: Fuerzas actuantes sobre la columna líquida de un tubo capilar.

Esta expresión es la conocida ley de Jurín, la cual establece que la altura que puede adquirir un líquido en el interior de un tubo estrecho de la dimensión de un capilar, es directamente proporcional a su tensión superficial e inversamente proporcional a la densidad del líquido y al radio del capilar. De allí que el ascenso será mayor cuanto menor sea el diámetro del capilar; por otro lado aquellos líquidos de elevada tensión superficial adquirirán mayor altura en su interior. A la misma expresión dada por la Ec. (1) se puede llegar a partir de la Ley de Laplace, considerando la diferencia de presiones entre las dos caras de una lámina.

$$\text{Ec. (1)} \quad h(m) = \frac{2 \cdot \gamma \cdot \cos\theta}{\rho \cdot g \cdot r}$$

donde:

γ : tensión superficial, (N/m)
 g : aceleración de la gravedad, (m/s²)
 ρ : densidad del líquido, (kg/m³)
 r : radio del capilar (m)

Además de la altura alcanzada por el líquido, es posible estimar la velocidad de ascenso del flujo v en el tubo capilar mediante la expresión propuesta por Washburn (Basheer, 2001) dada por:

$$\text{Ec. (2)} \quad v \left(\frac{m}{s} \right) = \frac{r \cdot \gamma \cdot \cos\theta}{4 \cdot d \cdot \mu}$$

donde:

r : radio del capilar, (m)
 γ : tensión superficial, (N/m)
 θ : ángulo de contacto, (grados)
 d : profundidad de penetración del líquido (m)
 μ : viscosidad del fluido (N.s/m²)

Tanto la Ec. (1) como la Ec. (2) son el resultado de deducciones teóricas considerando como hipótesis que el capilar es un tubo ideal de sección transversal constante, perfectamente circular y exactamente alineado con la dirección del flujo. Debido a ello, no son estrictamente aplicables al hormigón por tratarse de un material esencialmente heterogéneo, por la presencia de una rugosidad superficial que modifica el ángulo de contacto entre el sólido y la superficie del líquido, y fundamentalmente por presentar una red de poros capilares muy tortuosa y de disposición caprichosa, que convergen y divergen hacia los poros vecinos de una manera aleatoria.

Resulta por lo tanto poco confiable estimar parámetros de caracterización del fenómeno de succión capilar en hormigones, tales como la altura adquirida por el perfil de agua o la velocidad de ascenso capilar, mediante expresiones obtenidas de deducciones teóricas puras que no contemplen alguna base experimental o características tecnológicas propias del hormigón ensayado. Teniendo en cuenta esta cuestión, se han propuesto diferentes metodologías de evaluación de la succión capilar, fundamentadas en técnicas de ensayo de bases empíricas.

CUANTIFICACIÓN DE LA SUCCIÓN CAPILAR

El método gravimétrico directo aparece como una de las técnicas de evaluación de la succión capilar de mayor uso, practicidad, economía y fácil ejecución. Esta técnica fue

utilizada primeramente por Hall (1989) para determinar en forma directa la velocidad de absorción de agua por capilaridad en materiales cementicios, sobre la cual se basan la gran mayoría de las normas, incluida la norma IRAM 1871. El sustento teórico lo constituye el modelo de Buckingham-Richards desarrollado para el caso de flujo insaturado unidimensional en un material semi-infinito (Taus, 2010).

Se trata de una técnica casi exclusiva de laboratorio que consiste básicamente en evaluar a intervalos de tiempo prefijados, el incremento de masa que experimentan muestras en contacto con agua, como consecuencia del ascenso del líquido por capilaridad (Fig. 3).

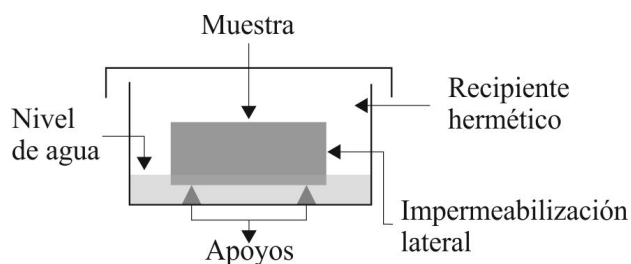


Figura 3: Esquema del ensayo de succión capilar.

El objetivo es la medición de la sorptividad mediante la determinación del parámetro S de succión capilar conocido internacionalmente como sorptivity, el cual caracteriza la tendencia de un material poroso a absorber y transmitir agua a través de su masa por succión capilar (Hall, 1989; Sabir et al., 1998). Dicha técnica considera que el volumen acumulado de líquido absorbido por unidad de área de afluencia i (m³/m²), se incrementa con la raíz cuadrada del tiempo de inmersión t (min) según la siguiente ley:

$$\text{Ec. (3)} \quad i = S \cdot t^{1/2}$$

donde:

S : sorptivity, [m³/(m².min^{1/2})] o [mm/min^{1/2}], relativo a la densidad del líquido
 t : tiempo de inmersión, (min)

El parámetro S se calcula como la pendiente de la recta obtenida por aproximación lineal de las determinaciones experimentales al graficar i vs. $t^{1/2}$ (Fig. 4)

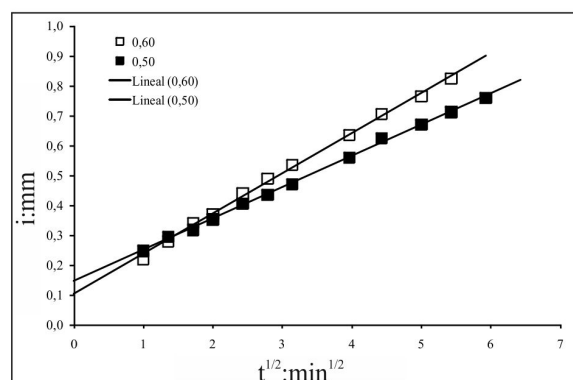


Figura 4: Gráfico del incremento de masa en función de la raíz cuadrada del tiempo (Hall, 1989).

Respecto a la metodología de cálculo, la cuantificación de la succión capilar responde a la aplicación de una determinada técnica de ensayo estandarizada por cada reglamentación, a fórmulas empíricas, o a metodologías y/o prácticas usualmente adoptadas en laboratorio.

La norma ASTM C 1585 propone el cálculo de dos parámetros: las velocidades inicial (Si) y secundaria (Ss) de absorción de agua, expresadas ambas en mm/s^{1/2}, para lo cual se debe graficar el incremento de masa por unidad de área de las muestras de ensayo en función de la raíz cuadrada del tiempo. La velocidad inicial resulta la pendiente de la recta obtenida considerando los puntos experimentales comprendidos entre t = 1 min y t = 6 h. La velocidad secundaria se calcula de la misma forma, pero considerando los puntos comprendidos entre t = 1 día y t = 7 días.

Por otro lado, la norma IRAM 1871 propone el cálculo de la capacidad (C) y velocidad de succión capilar (S), expresadas en g/m² y g/(m².s^{1/2}), respectivamente. La primera se define como el incremento de masa por unidad de área de la muestra de ensayo, correspondiente al tiempo en el que la variación de la masa húmeda resulta menor a 0,1% entre dos determinaciones sucesivas efectuadas cada 24 h. La velocidad es calculada como la pendiente de la recta obtenida al considerar sólo aquellos puntos en los cuales el incremento de masa por unidad de área de cada valor individual se halla comprendido entre el 10 y el 90% de la capacidad de succión capilar promedio de toda la serie de ensayo, debiendo estar incluidos los valores individuales extremos dentro del 15% del valor promedio.

La norma española UNE-EN 772-11 cuantifica la succión capilar a través del coeficiente de absorción de agua por capilaridad, C_{w,s} dado por la siguiente expresión:

$$\text{Ec. (4)} \quad C_{w,s} [g / (m^2 \cdot s^{0.5})] = \frac{(m_{s_{0,s}} - m_{\text{seco},s})}{A_s \cdot \sqrt{t_{s_0}}} \cdot 10^6$$

donde:

m_{s_{0,s}}: masa de la probeta luego de la inmersión durante un tiempo t, (g)

m_{seco,s}: masa de la probeta luego del secado, (g)

A_s: superficie bruta de la cara de la probeta sumergida, (mm²)

t_{s₀}: tiempo de inmersión, (s)

La norma portuguesa LNEC E-393 propone el cálculo del incremento de masa por unidad de área para cada tiempo de ensayo. Además establece la medición de la altura del perfil de agua, obtenida como la media aritmética de cuatro alturas luego de la rotura de la muestra al finalizar el ensayo.

La norma suiza SIA 162/1 plantea el cálculo de la altura de agua absorbida luego de 24 h, h₂₄ (Ec. 5) y el coeficiente de capilaridad k (Ec. 6) de acuerdo a las siguientes expresiones:

$$\text{Ec. (5)} \quad h_{24} (m) = H \cdot \frac{(S_{24} - S_{50})}{(S_f - S_{50})}$$

$$\text{Ec. (6)} \quad k [g / (m^2 \cdot s^{1/2})] = H \cdot \frac{(S_{24} - S_{50}) \cdot n \cdot \rho_w}{\sqrt{(24 \times 3600)}}$$

donde:

H: altura de la probeta, (m)

S₂₄: grado de saturación luego de 24 h, (adim.)

S₅₀: grado de saturación luego de 2 días de secado a 50°C previo al ensayo, (adim.)

S_f: grado de saturación al humedecerse la cara superior de la muestra, (adim.)

n: porosidad total, (%)

ρ_w: peso específico del agua, (kg/m³)

El centro de investigación "Holderbank Management and Consulting Ltd." de Suiza, propone una determinación abreviada de la succión capilar mediante el cálculo de la velocidad de absorción de agua, a (Ec. 7) y la absorción, S (Ec. 8).

$$\text{Ec. (7)} \quad a [g / (cm^2 \cdot h^{1/2})] = W_t / (A \cdot \sqrt{t})$$

$$\text{Ec. (8)} \quad S (cm / h^{0.5}) = (h / \sqrt{t})$$

donde:

W_t: agua absorbida en el tiempo t, (g)

A: sección transversal de la probeta, (cm²)

t: tiempo de inmersión, (h)

h: altura de ascenso capilar, (cm)

Fagerlund (1982) establece que el estudio de la succión capilar se describe por tres coeficientes: la resistencia a la penetración de agua m (Ec. 9), el coeficiente de absorción capilar k (Ec. 10), y la porosidad efectiva ε_e (Ec. 11), dados por las siguientes expresiones:

$$\text{Ec. (9)} \quad k [kg / (m^2 \cdot s^{1/2})] = \frac{(Q_n - Q_0)}{\sqrt{t_n}} \cdot \frac{1}{A}$$

$$\text{Ec. (10)} \quad \varepsilon_e(a) = \frac{Q_n - Q_0}{A \cdot h \cdot 1000}$$

$$\text{Ec. (11)} \quad m (s / m^2) = t_n / h_2$$

donde:

t_n: tiempo para el cual se produce un cambio de pendiente, (s)

h: espesor de la muestra, (m)

Q_n: cantidad de agua absorbida hasta el instante en que se produce el cambio de pendiente, (kg)

Q₀: cantidad de agua correspondiente al instante t = 0, (kg)

A: área en contacto con el líquido, (m²)

Dicho autor idealiza la curva experimental obtenida en el ensayo de succión capilar y la supone compuesta por dos estados, el estado 1 en el que se produce el ingreso del líquido por los poros capilares del hormigón y el estado 2 en el que se considera a la muestra en estado de saturación (Fig. 5).

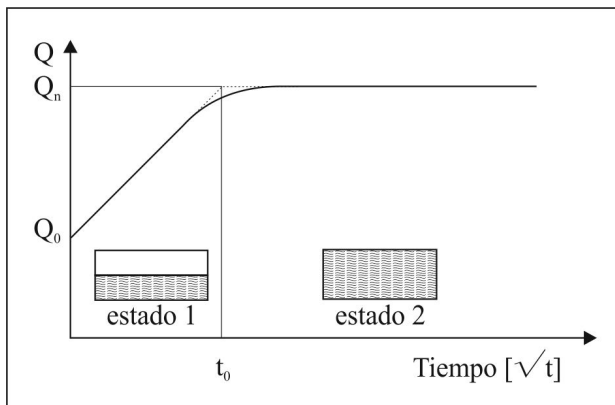


Figura 5: Modelo del gráfico de succión capilar (adaptado de Fagerlund, 1982).

En función del modelo considerado en la Figura 5 define la cantidad total de agua absorbida por unidad de área, W_a (Ec. 12) y la velocidad de ascenso por capilaridad, q_a (Ec. 13) como:

$$\text{Ec. (12)} \quad W_a \text{ (kg / m}^2\text{)} = k \cdot \sqrt{t}$$

$$\text{Ec. (13)} \quad q_a \text{ [kg / (m}^2 \cdot \text{s)]} = \frac{k}{2} \cdot \frac{1}{\sqrt{t}}$$

Un análisis comparativo entre las diferentes metodologías de cálculo previamente descritas permite observar que la norma ASTM C 1585 diferencia claramente dos sectores en la curva de absorción en función del tiempo, el primero en el que la succión se produce muy rápidamente (velocidad inicial), y un segundo en el que la absorción decae abruptamente (velocidad secundaria). Sin embargo la norma IRAM 1871 calcula una única velocidad que no es tangente a la curva sino secante.

Por otro lado, la norma ASTM C 1585 establece el cálculo de las velocidades para tiempos predefinidos independientemente del hormigón ensayado, mientras que la norma IRAM 1871 impone para el cálculo de la velocidad un límite superior dado por un porcentaje de la capacidad de succión, cuyo valor está indirectamente determinado por la calidad del hormigón.

Fagerlund al igual que la norma IRAM 1871 también considera que el fenómeno de succión capilar queda adecuadamente definido por dos parámetros: la velocidad y la capacidad de succión, y destaca la existencia de dos estados diferentes en la curva de absorción como lo establece la norma ASTM C 1585.

La norma española UNE-EN 772-11 no establece los tiempos entre los cuales se mide la tasa de succión capilar, sólo propone el cálculo de un coeficiente (Ec. 4), cuya determinación no surge en forma gráfica, sino más bien constituye un cálculo instantáneo del incremento de masa por unidad de área en función de la raíz cuadrada de cada instante de tiempo considerado. Similar cálculo propone la norma portuguesa LNEC E-393, sólo que aquí se adiciona la medición de la altura de ascenso capilar del perfil húmedo de cada muestra al finalizar el ensayo. La expresión abreviada del centro de investigación Holderbank también sugiere un cálculo instantáneo de la velocidad de succión y la determinación de la altura

de ascenso capilar que luego utilizará para calcular la absorción.

Algunas ecuaciones, como las propuestas por la norma suiza SIA 162/1 y por Fagerlund, tienen en cuenta en sus expresiones la altura de la muestra ensayada, mientras que en las normas ASTM C 1585 e IRAM 1871 esta cuestión está implícita al limitar el espesor de la muestra a ensayar.

Por otro lado, la norma suiza establece expresiones empíricas obtenidas a partir de parámetros que consideran periodos fijos de tiempo en el secado y humedecimiento, estados que varían considerablemente dependiendo de la calidad del hormigón.

Finalmente, debido a que cada normativa propone expresiones de cálculo y metodologías de ensayo particulares, los valores de los parámetros obtenidos por dichas expresiones no revisten carácter comparativo.

Influencia de distintos factores sobre la succión capilar

El método gravimétrico directo empleado en la evaluación de la succión capilar en hormigones, es una técnica muy sensible a las variaciones en las condiciones de ensayo y en las características composicionales del hormigón estudiado. Debido a ello, es necesario tener pleno conocimiento de los factores que afectan las determinaciones experimentales, a fin de realizar una correcta interpretación de los resultados evitando deducciones erróneas respecto a la calidad de hormigones de diferentes características tecnológicas. A continuación se presentan algunos de los factores más relevantes respecto a su afectación en las determinaciones del ensayo de succión de agua por capilaridad. Mayor profundización del tema puede encontrarse en Taus (2010).

Influencia de las características geométricas de la muestra

Existen experiencias que manifiestan la dependencia de los resultados experimentales con la forma de la muestra y su tamaño. Se observó que al variar las dimensiones de la muestra se obtenían pequeñas diferencias en los resultados alcanzados. Este hecho fue atribuido a cierto efecto de retardo en el desplazamiento lateral del aire consecuencia del sellado lateral, diferencias que cobraban magnitud con el aumento del tamaño de la muestra (Hall y Hoff, 2002).

En experiencias llevadas a cabo en el LEMIT (Taus, 2010) se encontró que muestras cilíndricas presentaban mayores parámetros de absorción capilar que los obtenidos en muestras prismáticas de igual área. Estos resultados fueron relacionados con el menor perímetro expuesto de las muestras cilíndricas, que genera una menor zona de interfaz o de borde donde el flujo encontraría menor resistencia lateral al ingreso a través del área de afluencia. Sumado a lo anterior, los vértices constituyen zonas de discontinuidad geométrica donde es factible que se produzca un flujo anómalo o distorsionado.

Por otro lado, se observó que los parámetros de succión capilar hallados en muestras cilíndricas de diferente diámetro no resultaron comparables. Si bien la absorción acumulada es referida al área de la sección transversal de la muestra, se concluyó que al pretender evaluar la calidad

del hormigón mediante el ensayo de muestras de 150mm de diámetro, se estaría sobreestimando la calidad del hormigón estudiado, debido a la obtención de parámetros de succión capilar de menor magnitud respecto de los obtenidos en muestras de 100mm.

Influencia de la ubicación de la muestra

Al compararse muestras de hormigón extraídas de zonas exteriores e interiores de estructuras construidas, se encontró que las diferencias de porosidad halladas podían ser atribuidas en orden creciente de importancia a: la profundidad de carbonatación de las muestras externas, la calidad de la mezcla y eficiencia del curado, y a la dirección de moldeo y compactación (Dias, 2000).

González et al. (2003) llevaron a cabo experiencias sobre muestras extraídas en distintos sectores de testigos calados de probetas prismáticas moldeadas en laboratorio. Se observó que para razones $a/c \leq 0,50$, las diferencias respecto al transporte de agua por capilaridad entre las distintas rodajas se hacían importantes, evidenciándose una disminución de los parámetros de absorción capilar con el aumento en la profundidad de la muestra ensayada.

Otros investigadores (Khatib y Mangat, 1995), en experiencias similares evaluando además el comportamiento de muestras tomadas en sentido perpendicular a la dirección de moldeo, encontraron que los mayores parámetros de succión capilar se hallaron en muestras extraídas de la parte superior de testigos, mientras que los menores a la parte inferior. Los autores advirtieron que tal comportamiento fue consecuencia de la segregación natural de los componentes más livianos durante la compactación, que generó gradientes de razón a/c más elevados próximos a la superficie de moldeo. Las muestras tomadas de sectores laterales presentaron características de absorción intermedias entre los dos casos anteriores.

En investigaciones llevadas a cabo en el LEMIT (Taus, 2010) con anterioridad a la aprobación de la actual norma IRAM 1871, se estudió este mismo fenómeno sobre hormigones de diferente nivel resistente, efectuándose un análisis comparativo en tres sectores diferentes de una misma probeta. Se observó un comportamiento diferencial entre las distintas muestras evaluadas, exhibiendo el sector superior una mayor succión que en cualquier otro sector de la probeta. Su explicación, en concordancia con las experiencias internacionales, se atribuyó a la exudación y sedimentación preferencial de las partículas más pesadas. Se advirtió además que las diferencias entre los parámetros de succión capilar obtenidas en los distintos sectores de la probeta se acentuaron con el incremento de la razón a/c .

Por otro lado, también fue advertido el llamado “efecto pared” sobre muestras extraídas del hormigón ubicado en los laterales en contacto con los moldes (Cantarelli et al., 2005), donde se observó que hubo una mayor cantidad de agua absorbida en las muestras cuyas superficies exteriores coincidieron con el espesor de recubrimiento.

Similar comportamiento fue hallado al estudiar comparativamente el comportamiento de muestras extraídas de probetas moldeadas y de testigos calados (Taus, 2010) (Fig. 6). Se observó que a cada instante de

ensayo, la curva correspondiente a muestras extraídas de probetas moldeadas presentaba mayor absorción acumulada, manteniendo prácticamente constante la diferencia respecto a la de las muestras obtenidas de testigos calados. Este comportamiento fue atribuido a cierto “efecto de molde” o su análogo “efecto de encofrado” que se observa en la práctica, consecuencia de la acumulación de mortero adyacente a las paredes del molde, lo cual genera una zona de menor calidad que la del hormigón interior. De esta forma, las muestras extraídas de probetas estarían afectadas por dicho fenómeno en todo su perímetro, resultando nulo este efecto en el caso de las obtenidas de testigos calados. Debe tenerse en cuenta que los resultados obtenidos correspondieron a muestras extraídas en dirección paralela a la de llenado, cuestión que no siempre sucede durante la práctica de extracción de testigos, por ello es esperable un comportamiento diferencial en el caso de muestras ensayadas en otra dirección a la analizada.

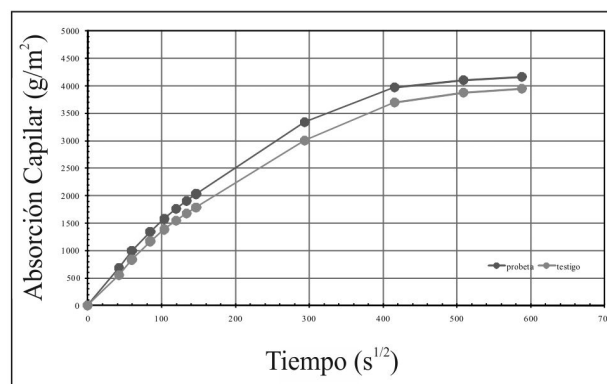


Figura 6: Influencia del origen de la muestra respecto a la succión capilar.

Influencia del pre-acondicionamiento de la muestra

Durante el pre-acondicionamiento se deben asegurar aspectos tales como el completo sellado de la superficie lateral de la muestra, a fin de minimizar la pérdida por evaporación del líquido absorbido.

Otro aspecto de suma importancia en el tratamiento previo de las muestras los constituye la etapa de secado. Durante esta etapa se procura la obtención de un contenido uniforme de humedad en todo el espesor de la muestra. Si esta operación no se realiza en forma controlada, puede producirse una distribución no uniforme de la humedad, provocando sólo un secado superficial. Esto último puede inducir a la obtención de parámetros de transporte inferiores a los que se obtendrían bajo un adecuado régimen de secado (Hall y Hoff, 2002). Por otro lado, una distribución no uniforme de la humedad provoca un apartamiento del comportamiento lineal de la absorción con $t^{1/2}$ (Hall, 1989).

Sumado a lo anterior, los resultados son dependientes del contenido inicial de agua, por ello previo a la ejecución del ensayo las muestras deben ser saturadas, luego secadas hasta masa constante y posteriormente colocadas en el interior de una estufa preferentemente ventilada, a una temperatura fija y durante un cierto período de tiempo.

Respecto a la temperatura de secado existe una gran controversia. Algunos investigadores proponen una

temperatura de 105°C, ya que un secado a menor temperatura no permitiría alcanzar una distribución uniforme de humedad (Hall, 2002) e implicaría un tiempo demasiado prolongado. Sin embargo, el secado más allá de los 100°C podría provocar alguna alteración química y cierto daño a la microestructura de la pasta (Reda Taha et al., 2001). Debido a ello, en la mayoría de las experiencias internacionales se acondicionan las muestras mediante un secado previo a un nivel de temperatura por debajo de los 100°C.

Martys y Ferraris (1997) compararon hormigones secados a 50°C en estufa (E), con otros cuyo secado consistió sólo en un estacionamiento en ambiente de laboratorio a 20°C y 30% de HR (AL) (Fig. 7). Los resultados demostraron claramente la influencia del nivel de saturación de la muestra, previo a la realización del ensayo. Así, luego de 100 días en inmersión tanto la cantidad de agua absorbida como el parámetro S de las muestras secadas en estufa, resultaron alrededor de tres veces superiores al de las muestras expuestas en ambiente de laboratorio.

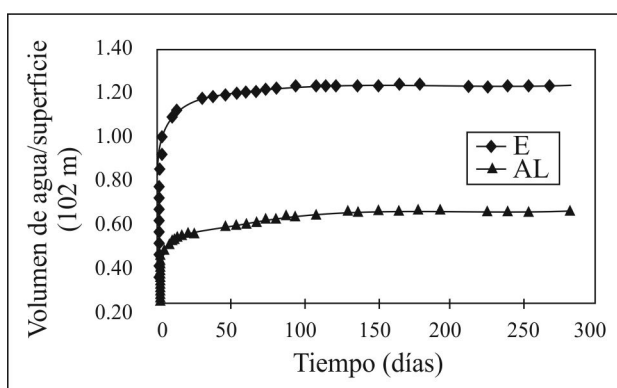


Figura 7: Influencia del secado de las muestras (adaptado de Martys y Ferraris, 1997).

Otro factor de influencia significativa es el mantenimiento de un nivel constante de temperatura durante el secado, aspecto a considerar en caso de no disponer de estufas que aseguren un nivel continuo y sostenido de la temperatura. Si bien la norma IRAM 1871 establece que el secado deberá realizarse a $50 \pm 2^\circ\text{C}$, cualquier variación efectuada afectará considerablemente los resultados obtenidos. En experiencias desarrolladas en el LEMIT (Taus, 2010), el incremento en la temperatura de secado de 50 a 75°C produjo aumentos sustanciales en los parámetros de succión capilar, resultando sensiblemente más afectado el hormigón de mayor calidad debido a una mayor proporción relativa del agua evaporable.

Más detalles sobre el procedimiento a aplicar durante el pre-acondicionamiento pueden encontrarse en Taus (2010).

Influencia de la edad y de las condiciones de curado

El curado constituye el factor que más afecta las determinaciones del transporte de agua por capilaridad. En evaluaciones llevadas a cabo en el LEMIT (Taus, 2010) sobre hormigones de diferente nivel resistente sometidos a tres regímenes de curados diferentes: curado húmedo normalizado "c.h." (T: $23 \pm 2^\circ\text{C}$, HR: 95%), estacionamiento en ambiente de laboratorio "lab." (T: $20 \pm 2^\circ\text{C}$, HR: 50%) y estacionamiento al exterior "ext." (T:

11°C , HR: 80%), se observó que los hormigones curados bajo condiciones adecuadas de humedad y temperatura, presentaron los menores parámetros de transporte. Por el contrario, el curado bajo condiciones de humedad relativa baja, generó un mayor volumen poroso con poros de tamaño superior, debido al cese en la hidratación por la falta de suministro de agua.

Esta cuestión cobra especial interés en el caso de estructuras a emplazarse en ambientes de baja humedad relativa, por ello la importancia de generar condiciones propicias de humedad y temperatura, sobre todo cuando el hormigonado se lleva a cabo en sitios geográficos con condiciones climáticas adversas. De allí que este aspecto debería ser contemplado al interpretarse los resultados de ensayo.

Bardella et al. (2005) trabajaron con dos grupos de hormigones elaborados con cemento de alta resistencia inicial, empleando en uno de ellos sílica fume como reemplazo del 10% del cemento (SIL). Ambos grupos fueron sometidos a tres condiciones diferentes de curado: a 25°C de temperatura y 65% de humedad relativa, a un curado por inmersión en agua saturada con cal durante 7 días y el tiempo restante hasta la edad de ensayo en ambiente de laboratorio, y a un curado en cámara térmica (60°C y 80°C) de vapor a presión atmosférica. La succión capilar fue caracterizada a través de un coeficiente calculado a 24h sobre muestras de 28, 90 y 180 días de edad.

El mejor comportamiento en cada grupo fue exhibido por los hormigones curados en inmersión (IME), mientras que en el caso de los elaborados sin sílica fume, los hormigones curados en ambiente de laboratorio (AMB) y los curados térmicamente a 80°C (SIL-80), presentaron comportamientos deficientes (Fig. 8). Consecuentemente los hormigones curados en inmersión evidenciaron el mejor comportamiento respecto al transporte de agua por capilaridad. El curado térmico provocó un crecimiento desordenado de los compuestos hidratados, ocasionando un aumento en la porosidad de la pasta de cemento, tanto mayor cuanto mayor resultó la temperatura de curado.

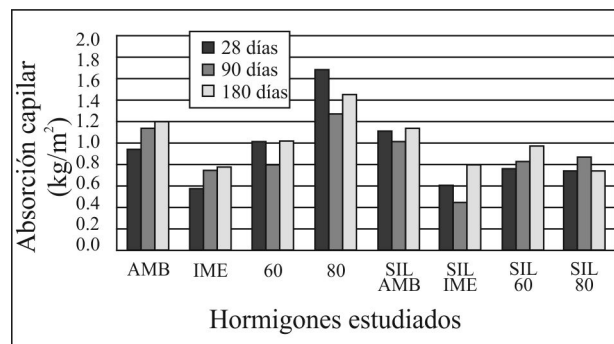


Figura 8: Influencia del tipo de curado sobre la succión capilar (Bardella et al., 2005).

González et al. (2003) al estudiar la efectividad del tiempo de curado propuesto por el Proyecto de Reglamento CIRSOC 201 en hormigones elaborados con diferentes tipos de cemento, observaron que los hormigones de razones a/c > 0,50 fueron los más susceptibles a la pérdida de agua por intercambio con el medio ambiente, por ello los valores de velocidad y capacidad de succión resultaron

afectados por el tiempo de curado.

Camarini et al. (1999) observaron que al curar hormigones con contenidos del 12 y 25% de filler como reemplazo del cemento, se produjo una reducción en la absorción capilar con el incremento en la humedad ambiente, independientemente de la temperatura. Lo contrario sucedió al incrementarse la temperatura manteniendo constante la humedad relativa. Las altas temperaturas de curado incrementaron la cantidad de poros capilares grandes, resultando éstos más grandes en el caso de los hormigones con mayor contenido de filler calcáreo. Los autores evaluaron además la influencia del empleo de membranas de curado, encontrando que la aplicación de dicho producto resultó más efectiva bajo condiciones ambientales desfavorables que benefician el secado superficial del hormigón.

La prolongación del curado húmedo mejora el comportamiento del hormigón frente al transporte de agua por capilaridad (Taus, 2010). En experiencias desarrolladas sobre hormigones de diferente razón a/c, curados en cámara húmeda durante un período de 28 y 210 días, se observó que la prolongación del curado húmedo produjo leves mejoras en hormigones de razón a/c 0,40 y 0,60, resultando más provechosa en hormigones de razón a/c 0,50. En este último caso, el nivel relativo de desconexión capilar supera al correspondiente a los hormigones de razón a/c 0,40 y 0,60. Se advirtió además que dicho hormigón curado durante 210 días presentó un comportamiento similar al de un hormigón de razón a/c 0,40 curado en las mismas condiciones durante un lapso de tiempo de sólo 28 días (Fig. 9).

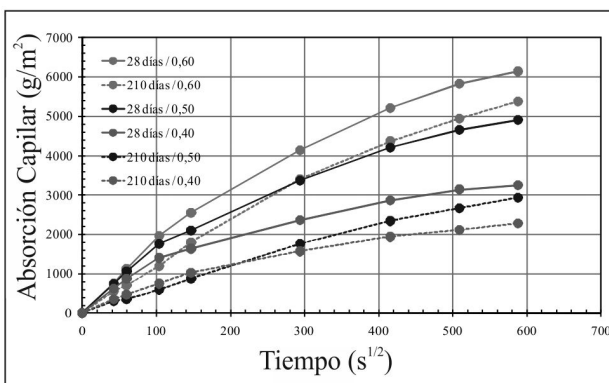


Figura 9: Influencia de la duración del curado húmedo sobre la succión capilar.

La edad del hormigón también afecta las determinaciones experimentales. En hormigones sometidos a diferentes condiciones de curado, se encontró que el incremento de la velocidad de succión capilar de hormigones convencionales curados en ambiente seco respecto al curado húmedo se redujo con la edad, mientras que en el caso de hormigones elaborados con ceniza volante se observó un incremento (Golapan, 1996).

En otras investigaciones, se atribuyó la reducción de la succión capilar en el tiempo a la carbonatación de la pasta de cemento, fenómeno que provoca una disminución del volumen de poros por la formación y depósito del carbonato de calcio en el interior de los mismos (Dias, 2000). Por ello, se sugiere que la magnitud de la carbonatación de las

estructuras deba ser tenida en cuenta al evaluar la calidad del hormigón superficial a través del ensayo de succión capilar. Además dependiendo del nivel de carbonatación, hormigones más pobres o sometidos a un curado húmedo menos prolongado, podrían presentar menores valores de succión capilar ((Taus, 2010, González et al., 2003).

Influencia de las características tecnológicas del hormigón

Las características tecnológicas del hormigón modifican de diferente forma la estructura porosa de la matriz, y por consiguiente su comportamiento durable.

Existe un consenso generalizado en que la razón a/c constituye uno de los principales factores que afectan las determinaciones experimentales del ensayo de absorción de agua por capilaridad. A constancia de otros parámetros, cuanto mayor es la razón a/c del hormigón, tanto mayores resultan los parámetros obtenidos.

Por otro lado, el tipo de cemento constituye otra variable de interés por su afectación sobre el grado de hidratación de la matriz cementícea, dependiendo de su composición, finura, procedencia, etc. La influencia del empleo de adiciones minerales sobre el mecanismo de transporte por succión capilar depende entre otros factores de sus características intrínsecas, del porcentaje de reemplazo, del tipo y duración de curado, y del pre-acondicionamiento de las muestras (más específicamente de la temperatura de secado). Por ello resulta necesaria una evaluación exhaustiva de cada caso en particular.

A modo de ejemplo, en experiencias desarrolladas en el LEMIT (Taus, 2010) sobre hormigones de razón a/c 0,50, elaborados con cementos portland compuesto (CPC 40), cemento portland normal (CPN 40), y cemento de alto horno de alta resistencia a los sulfatos (CAH 40, ARS) se halló que el hormigón elaborado con cemento CAH 40 evidenciaba mejor comportamiento que el elaborado con cemento del tipo CPC 40. Esto se atribuyó a su mayor finura y a la mayor tortuosidad y refinamiento de los poros producto de la actividad puzolánica y cementante de la escoria. En el caso del cemento CPC 40 si bien el filler contribuye a una mejor hidratación, su reemplazo por cemento condujo a hormigones más porosos. Los hormigones elaborados con cemento CPN 40 presentaron un comportamiento intermedio, dado que la hidratación en este tipo de cementos está determinada sólo por la formación de C-S-H.

Según Bardella et al. (2005) los hormigones elaborados con 10% de humo de sílice como sustitución del cemento, presentaron una pequeña mejora en el comportamiento por succión capilar, lo cual fue atribuido a la formación de C-S-H adicional liberado por la reacción puzolánica de hidratación de la adición.

En concordancia con lo anterior, se encontró que el empleo de material puzolánico muy fino (como el humo de sílice) disminuyó la absorción capilar, siendo esta reducción más significativa en las primeras edades atenuándose su influencia en el tiempo (Kockal y Turker, 2007).

Por otro lado, hormigones elaborados con reemplazos de cemento del 70% y 20% de escoria y ceniza volante

respectivamente, a la edad de 91 días evidenciaron una significativa reducción en la absorción, confirmándose el efecto benéfico de las adiciones minerales (Cantarelli et al., 2005).

Tasdemir (2003) trabajó con hormigones elaborados con: cemento portland normal sin adiciones, cementos del tipo compuesto con 15 y 40% de puzolana aproximadamente, y con hormigones con cemento normal sobre los que sustituyó como reemplazo del 10% en peso del cemento, distintas adiciones (ceniza volante, humo de sílice y filler del tipo silíceo y calcáreo). Los mayores valores de succión capilar, a la edad de 28 días, fueron hallados en los hormigones elaborados con ceniza volante, sin embargo el autor destaca que sería esperable que dicha adición desarrollara su potencial acción puzolánica a través del tiempo. El mejor comportamiento fue observado en los hormigones elaborados con humo de sílice y filler del tipo calcáreo, lo cual fue atribuido a la alta finura de este tipo de adiciones que provoca el refinamiento de los capilares de la pasta de cemento y de la zona de interfase pasta-agregado. Además del efecto físico de relleno, en el caso del humo de sílice se suma el efecto químico producido por una temprana reacción puzolánica. En el caso de los hormigones elaborados con cemento compuesto, el de mayor succión capilar resultó el constituido por 40% de puzolana.

Menéndez et al. (2002) estudiaron el comportamiento de hormigones elaborados con cementos binarios y ternarios con porcentajes y combinaciones variables de filler, en el primero de los casos, y escoria y filler, en el segundo de los casos. Dichos investigadores observaron que la incorporación de filler contribuyó a una mejor hidratación temprana del clinker, sin embargo establecieron la necesidad de limitar la cantidad incorporada al 10%, debido a que un porcentaje mayor incrementa tanto la capacidad como la velocidad de succión capilar. La escoria produjo similar efecto pero a edades más avanzadas. Como la acción de estas dos adiciones es complementaria, los mejores comportamientos fueron observados en las mezclas ternarias. En éstas últimas, para igual contenido de filler, el incremento en el porcentaje de escoria aumentó los parámetros de succión capilar hasta la edad de 28 días. Lo mismo sucedió a cualquier edad, cuando para igual contenido de escoria se incrementó la cantidad de filler. Las velocidades de succión capilar resultaron en todos los casos inferiores a los del hormigón patrón elaborado con cemento portland normal, a excepción del hormigón elaborado con cemento con 18% de filler.

El empleo de aditivos del tipo plastificante e incorporador de aire modifica las características de absorción de los hormigones con ellos elaborados (Hanžič e Ilić, 2003). Las mayores absorciones fueron registradas en los hormigones patrones sin aditivo, sin embargo al comparar las mezclas con aditivos, se observó que los hormigones con aire intencionalmente incorporado absorbieron más agua que los elaborados con plastificante, pero la altura del perfil de agua que adquirieron ambos hormigones resultó prácticamente similar. Según lo observado por estos investigadores, las burbujas de aire permiten incrementar el volumen del líquido absorbido, pero simultáneamente provocan un decrecimiento en la velocidad de succión debido a la desconexión que produce el agente incorporador sobre la red de poros capilares.

Por otro lado, el empleo de un aditivo incorporador de aire en un hormigón de razón a/c 0,50 redujo la velocidad y la capacidad de succión capilar, permitiendo obtener parámetros de succión del orden de los obtenidos en hormigones de razón a/c 0,40. Este hecho es consecuencia directa de dos efectos simultáneos: la necesaria disminución de la razón a/c provocada en la dosificación por la incorporación del aditivo, y la modificación de la estructura de poros del hormigón por la intersección o corte de los capilares (Taus, 2010).

Respecto a la terminación superficial del hormigón de recubrimiento, el empleo de aditivos desencofrantes sobre moldes de madera provoca una mejora en la terminación y textura de la superficie externa, lo cual redundaría en una leve disminución de la porosidad abierta que reduce ligeramente la velocidad y la capacidad de succión capilar (Taus, 2010).

Respecto al tipo de agregado, en estudios llevados a cabo sobre hormigones elaborados con grava natural, piedra partida granítica y piedra partida cuarzo-dolomítica, manteniendo prácticamente constantes las granulometrías y proporciones de los distintos materiales componentes, no se encontró una influencia significativa del tipo de agregado sobre el mecanismo de transporte por succión capilar (Mc Carter et al., 1996). Este comportamiento fue sustentado en el hecho de que el volumen de la pasta de cemento controla las características de absorción y parámetros como el tamaño de poros, su distribución y conectividad juegan el rol más importante.

Sin embargo en investigaciones desarrolladas en el LEMIT (Taus, 2010) se advirtió que las propiedades físicas del agregado grueso tales como su absorción y textura modifican las determinaciones de la succión capilar. En el caso particular de hormigones de razón a/c 0,45, elaborados con piedra cuarcítica, se observó que la elevada absorción del agregado grueso condujo a la obtención de velocidades de succión iguales al límite establecido en el Proyecto de Reglamento CIRSOC 201: 2005. Los hormigones elaborados con piedra partida granítica y basáltica presentaron mejor desempeño que los elaborados con canto rodado silíceo, debido a la textura rugosa del agregado que produce un mejoramiento de la interfase.

Por otro lado, la calidad de la matriz limita la intervención de los agregados en el transporte capilar, por lo cual en matrices cerradas la colaboración del agregado en el transporte capilar es menor. Este comportamiento se verifica también en el caso de hormigones elaborados con agregados reciclados. Estos últimos además, por su composición y elevada absorción, conducen a incrementos considerables de los parámetros de succión, debido a la presencia de restos de matriz del hormigón original del cual fue obtenido (Taus, 2010).

Un pequeño incremento en el tamaño máximo del agregado grueso sólo produce leves aumentos de los parámetros de transporte, en el caso de hormigones de baja razón a/c. Para razones a/c del orden de 0,60 no es posible obtener una tendencia clara, hecho atribuido a la baja calidad de la matriz.

BIBLIOGRAFIAS

- ASTM C 1585-04. "Standard Test Method for Measurement of Rate of Absorption of Water by Hydraulic-Cement Concrete". Annual Book of ASTM Standards, Vol. 04.02, 2004. ASTM International, West Conshohocken, PA, USA.
- INFLUÊNCIA DA SÍLICA ATIVA E DAS CONDIÇÕES DE CURA NA ABSORÇÃO CAPILAR E NA PERMEABILIDADE AO AR DO CONCRETO. Bardella, P. S., Barbosa D. C., Camarini G., 47º Congresso Brasileiro do Concreto. Jacinto, E. P. G. A., Monteiro E., Bittencourt, T. N. IBRACON, Setembro 2005. Olinda. P.E., Brazil, pp. 243-252.
- PERMEATION ANALYSIS, Basheer, P. A. M., "Handbook of analytical techniques in concrete science and technology. Principles, Techniques and Applications". ISBN 0-8155-1437-9. Ramachandran, V. S., Beaudoin, J. J. Noyes Publications. New Jersey, U.S.A. 2001.
- INFLUENCE OF CEMENT TYPE AND CURING CONDITIONS ON INITIAL ABSORPTION OF CONCRETE. Camarini, G., Balayssac, J. P., Detriché Ch. H., Second CANMET / ACI International Conference. Gramado, Brazil. 1999, pp. 427-443.
- ESTUDO DA ABSORÇÃO CAPILAR DA CAMADA DE COBRIMENTO EM PROTÓTIPOS DE CONCRETO COM ELEVADOS TEORES DE ESCÓRIA E CINZA VOLANTE. Cantarelli, G. M., Isaia, G., Gastaldini, L., Ternus, C., 47º Congresso Brasileiro do Concreto. Jacinto, E. P. G. A., Monteiro E., Bittencourt, T. N. IBRACON, Setembro 2005. Olinda. P. E., Brazil, pp. 243-252.
- CIRSOC 201: 2005. "Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón", INTI, Buenos Aires, Argentina, 2005, 452 p. (en etapa de aprobación).
- ON THE CAPILLARITY OF CONCRETE, Fagerlund, G., Publication N°1. Nordic Concrete Research. The Nordic Concrete Federation. Oslo, December 1982, 20 p.
- SORPTIVITY OF FLY ASH CONCRETES, Golapan, M. K., Cement and Concrete Research, 26 (8), (1996), pp. 1189-1197.
- EVALUACIÓN DE LA ABSORCIÓN CAPILAR EN DISTINTOS HORMIGONES EXPUESTOS AL MEDIO AMBIENTE. González, L., Menéndez, G., Irassar, E. F., 15a Reunión Técnica "Ing. Marcelo Wainsztein", Seminario de Hormigones Especiales. AATH, Octubre 2003. Santa Fe, Argentina. Editado en CD.
- WATER SORPTIVITY OF MORTARS AND CONCRETES: A REVIEW, Hall, C., Magazine of Concrete Research", 41 (147), (1989), pp. 51-61.
- WATER TRANSPORT IN BRICK, STONE AND CONCRETE, Hall, C., Hoff, W. D., ISBN 0-419-22890-X. Taylor & Francis. Oxon OX14 4RN, United Kingdom. 2002.
- RELATIONSHIP BETWEEN LIQUID SORPTIVITY AND CAPILLARITY IN CONCRETE, Hanžič, L., Ilić, R., Cement and Concrete Research, 33 (9), (2003), pp. 1385-1388.
- IRAM 1871:2004. "Método para la determinación de la capacidad y velocidad de succión capilar de agua del hormigón endurecido", Instituto Argentino de Normalización y Certificación, Buenos Aires, Argentina.
- ABSORPTION CHARACTERISTICS OF CONCRETE AS A FUNCTION OF LOCATION RELATIVE TO CASTING POSITION, Khatib, J. M., Mangat, P. S., Cement and Concrete Research, 25 (5), (1995), pp. 999-1010.
- EFFECT OF ENVIRONMENTAL CONDITIONS ON THE PROPERTIES OF CONCRETES WITH DIFFERENT CEMENT TYPES, Kockal, N. U., Turker, F., Constructions and Building Materials, 21 (2007) pp. 634-645.
- LNEC E-393: 1993. "Betões. Determinação da absorção de água por capilaridade". Laboratório Nacional de Engenharia Civil. Lisboa, 1993, 2p.
- CAPILLARY TRANSPORT IN MORTARS AND CONCRETE, Martys, N. S., Ferraris C. F., Cement and Concrete Research", 27 (5), (1997), pp. 747-760.
- PROPERTIES OF CONCRETE IN THE COVER ZONE: WATER PENETRATION, SORPTIVITY AND IONIC INGRESS, Mc Carter, W. J., Ezirim, H., Emerson M., Magazine of Concrete Research, 48 (176), (1996), pp. 149-156.
- ABSORCIÓN CAPILAR EN HORMIGONES CON CEMENTO COMPUESTO, Menéndez, G., Bonavetti, V. L., Irassar, E. F., Hormigón, AATH, 38, (2002), pp. 25-34.
- CONCRETE, Mindess, S., Young, J. F., ISBN 0-13-167106-5. Prentice-Hall, Inc. Englewood Cliffs, New Jersey. 1981.
- TECNOLOGÍA DEL CONCRETO, Neville, A. M., T I. Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A. C. 1977.
- TECNOLOGÍA DEL CONCRETO, Neville, A. M., T II. Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A. C. 1977.
- 23. Reda Taha, M. M., El-Dieb, A. S., Shrive, N. G., "Sorptivity: a Reliable Measurement for Surface Absorption of Masonry Brick Units." Materials and Structures, 34 (7), (2001), pp. 438-445.
- A WATER SORPTIVITY TEST FOR MORTAR AND CONCRETE. Sabir, B. B., Wild, S., O'Farrell, M., Materials and Structures, 31 (8), (1998), pp. 568-574.
- SIA 162/1 Test N°5: "Water Conductivity, Guidelines for testing". Swiss Federal Laboratories for Materials Testing and Research. 1989, (traducción al castellano).
- ANÁLISIS DE LA SUCCIÓN CAPILAR EN HORMIGONES: INFLUENCIA DE DISTINTOS PARÁMETROS DE ENSAYO, Taus, V. L., Tesis de Maestría. UNCPBA.
- COMBINED EFFECT OF MINERAL ADMIXTURES AND CURING CONDITIONS ON THE SORPTIVITY COEFFICIENT OF CONCRETE, Tasdemir, C., Cement and Concrete Research, 33 (10), (2003), pp. 1637-1642.
- UNE-EN 772-11: 2001. "Métodos de ensayo de piezas para fábrica de albañilería. Parte 11: Determinación de la absorción de agua por capilaridad de piezas para fábrica de albañilería, en hormigón, piedra natural y artificial, y de la tasa de absorción de agua inicial de las piezas de arcilla cocida para fabricación de albañilería". AENOR 2001. Madrid, España.

DURABILIDAD DE HORMIGONES RECICLADOS

Angel A. Di Maio y Claudio Zega

INTRODUCCIÓN

Durante los últimos 50 años, el reciclado de los denominados residuos de construcción y demolición (RCD) ha sido un tema que se instaló tanto en los profesionales como en la sociedad toda, ya que el mismo se encuentra estrechamente vinculado con la explotación de recursos no renovables como así también con la contaminación ambiental.

El empleo de los RCD está vinculado fundamentalmente con dos factores: en algunos casos, debido a la escasez de agregados naturales, y en otros a la existencia, en países industrializados, de leyes que establecen los sitios y aranceles para la disposición de los desechos. Como parte de esta política, en países como EE.UU., Japón, Alemania, España, etc., [1-3] existen recomendaciones o normativas que hacen posible el empleo de los RCD como agregado grueso en la elaboración de hormigones, desechándose al agregado fino reciclado debido principalmente a las modificaciones que se producen en las mezclas en estado fresco.

En nuestro país, los dos hechos indicados anteriormente aún no han sido contemplados.

Con relación al empleo de los hormigones reciclados, existen distintos factores que hacen que los mismos alcancen una preponderancia cada vez más importante, entre los cuales se pueden mencionar:

- Densidad de población
- Cantidad y calidad de agregados naturales
- Nivel de industrialización
- Implicancias económicas

La utilización de los materiales de desecho de la construcción pueden ser muy diversos, aunque van a depender de la demanda del mercado y de la sofisticación de los métodos de obtención:

- En una demolición masiva, sin ninguna clasificación previa (salvo los materiales metálicos y los orgánicos) se pueden obtener materiales adecuados para obras como caminos, autopistas, etc.
- En una demolición selectiva, en donde se trituran y clasifican los restos de hormigones de desecho, se pueden obtener agregados idóneos para la ejecución de nuevos hormigones.

Respecto al estudio de los RCD, en este capítulo se hará referencia exclusivamente al comportamiento

durable de los hormigones reciclados (HR), en los cuales un determinado porcentaje del agregado natural es reemplazado por el agregado reciclado proveniente de la trituración de hormigones. Asimismo, se presentan distintas propiedades de los agregados reciclados vinculadas con su durabilidad.

A nivel mundial, los hormigones reciclados han sido empleados generalmente en elementos estructurales carentes de solicitaciones resistentes, aunque en los últimos años, en aquellos países que poseen recomendaciones sobre hormigones reciclados, se ha aceptado su empleo para la ejecución de estructuras con requisitos resistentes importantes. Este hecho fue posible debido al importante avance producido en el conocimiento de las distintas propiedades que poseen tanto los agregados reciclados como los hormigones con ellos elaborados, encontrándose en general que los niveles de resistencia obtenidos son similares a los de los hormigones ejecutados con agregados naturales.

Sin embargo, debido a la existencia de muy pocos estudios o experiencias relacionadas con el comportamiento durable que estos hormigones reciclados pueden presentar, es que muchas veces su aceptación aún no resulta convincente.

Caracterización de los Agregados Reciclados

El proceso de reciclado de hormigones para la obtención de agregados, consiste básicamente en las operaciones de preclasificación, trituración y clasificación final del material, tendiendo de esta forma a la obtención de un producto final similar a los agregados naturales que se comercializan, pudiéndose obtener agregados gruesos y finos reciclados (AGR y AFR).

El agregado producto de la trituración de hormigones presenta generalmente mortero adherido al agregado original, por lo cual se lo puede visualizar de cualquiera de las formas que se indican en la Figura 1, siendo por lo tanto un material heterogéneo que está constituido por dos fases distintas: mortero y roca.

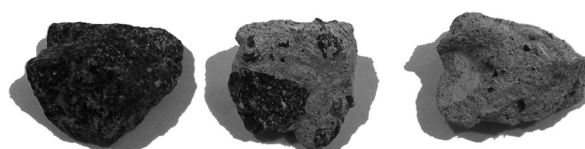


Figura 1: Característica visual de un agregado reciclado.

Cada una de las fases indicadas posee propiedades diferentes, siendo la porosidad la más relevante ya que provoca modificaciones en otras propiedades tales como la densidad, absorción de agua, resistencia, durabilidad, etc.

Las propiedades de un agregado natural dependen principalmente de las características de la roca madre, mientras que las del agregado reciclado dependerán de las características de la roca pero también del mortero del hormigón original, siendo importante las cantidades relativas en que se presentan cada uno de ellos.

Los principales factores que tienen influencia sobre la cantidad de mortero que puede quedar adherido al agregado triturado son la razón agua/cemento, el tamaño de agregado y la resistencia del hormigón original.

PROPIEDADES DE LOS AGREGADOS RECICLADOS

En este punto se hace referencia a aquellas propiedades de los agregados reciclados que están relacionadas con la durabilidad de los mismos y las posibles variaciones que pueden presentar, debido a que estos agregados se generan a partir de la trituración de hormigones de diferentes características tecnológicas. Al respecto se analizarán parámetros como la densidad y absorción de agua, desgaste en la máquina "Los Ángeles" y pérdida por ataque con sulfato de sodio. En todos los casos las determinaciones se realizaron en base a los lineamientos indicados en las normas IRAM utilizadas habitualmente para la evaluación de agregados naturales.

- Densidad y absorción de agua

A continuación se informan resultados de densidad en estado saturado y superficie seca y absorción de agua en 24 horas, determinados en agregados gruesos reciclados procedentes de la trituración de hormigones de diferentes niveles de resistencia y elaborados con agregados gruesos naturales de distintas características petrográficas: Granito (G), Cuarzita (C), Basalto (B) y Rodado Silíceo (S) [4]. En la Tabla 1 se informan los valores de los parámetros mencionados correspondientes a cada uno de los AGN que formaban parte de los hormigones triturados, y en la Tabla 2 los determinados en los diferentes AGR obtenidos a partir de la trituración de hormigones de distintos niveles de resistencia.

De los resultados informados en ambas tablas, se observa claramente la diferencia existente entre la densidad y absorción de agua de los agregados naturales respecto a sus correspondientes agregados reciclados, hecho que debe ser atribuido principalmente al mortero que poseen adherido estos últimos.

En la Tabla 2 se puede observar también que la densidad y la absorción de los AGR no reflejan necesariamente la calidad del hormigón de origen, siendo notoria la influencia del agregado natural utilizado, obteniéndose en los AGR que contienen un mismo tipo de agregado natural similares valores en cada uno de los parámetros evaluados.

Respecto a las variaciones que se pueden producir en la

determinación de las propiedades anteriormente evaluadas como consecuencia del origen de los agregados, en la Figura 2 se presentan los resultados obtenidos en estudios realizados en el LEMIT sobre 12 muestras de agregados gruesos reciclados procedentes de la trituración de hormigones de desecho de distintas calidades y elaborados con piedra partida granítica [5].

Tabla 1: Densidad y absorción de agua de diferentes tipos de agregados gruesos naturales.

Propiedades	G	C	B	S
Densidad	2,72	2,48	3,03	2,60
Absorción (%)	0,3	2,0	0,8	0,5

Tabla 2: Densidad y absorción de agua de agregados gruesos reciclados de diferentes características y procedencia.

Hormigón de origen	H-30				H-21			
	GR	CR	BR	SR	GR	CR	BR	SR
Densidad	2,52	2,37	2,66	2,45	2,51	2,35	2,65	2,44
Absorción (%)	4,0	5,9	3,9	3,9	4,1	6,0	4,5	4,4

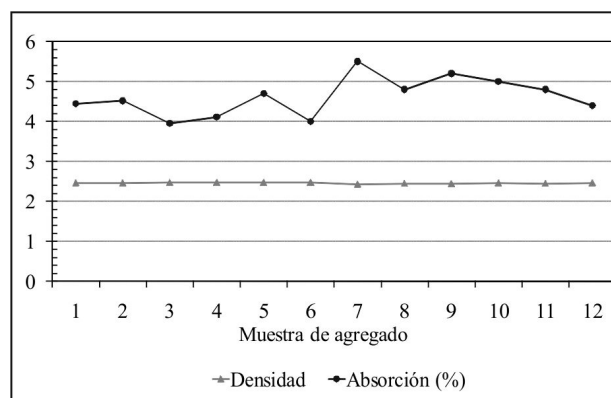


Figura 2: Variación de la densidad y absorción de agua.

Puede observarse que en las determinaciones realizadas, la variación de la densidad es despreciable entre los distintos muestreos, obteniéndose un valor promedio de 2,46kg/dm³.

Respecto a la absorción de agua, la variación entre las distintas muestras estudiadas resulta más notoria que en el caso de la densidad, habiéndose obtenido valores comprendidos entre 4% y 5,5%. Se verifica nuevamente que los valores de absorción de los agregados reciclados son superiores a los del agregado grueso natural que poseían los hormigones triturados (0,4%), debido a la elevada porosidad que presenta el mortero que estos poseen.

En el caso de los agregados finos reciclados, se realizaron estudios tendientes a evaluar la influencia que puede tener el tipo de agregado grueso natural (AGN) del hormigón de origen sobre las propiedades de los AFR resultantes de su trituración. Se estudiaron diferentes AFR obtenidos de hormigones elaborados con AGN de cuarzita (C), granito (G) y basalto (B) los cuales son evaluados

comparativamente con sus respectivos agregados finos naturales [6]. En la Tabla 3 se indican los valores de densidad y absorción de agua en 24 horas, los cuales corresponden al promedio de tres determinaciones.

Tabla 3: Densidad y absorción de agua de agregados finos reciclados procedentes de hormigones con diferentes AGN.

Agregado Fino	Densidad	Absorción
GN	2,72	0,6
GR	2,35	8,5
CN	2,49	4,1
CR	2,32	6,6
BN	3,00	2,4
BR	2,52	7,8

Se puede observar que, para cada tipo de agregado natural empleado (C, G y B), los AFR poseen menor densidad que el respectivo agregado natural, hecho que debe atribuirse a la presencia de mortero en las partículas de los agregados reciclados. Se evidencia también una mayor disminución en la densidad del AFR cuanto mayor es la del agregado natural, siendo las mismas del 7, 14 y 16 % para los agregados CR, GR y BR, respectivamente.

En cuanto a la absorción de agua, se puede observar que la misma resulta muy superior en los AFR respecto a las correspondientes arenas de trituración, debido, como se mencionó en el caso de la densidad, a la presencia de mortero del hormigón original. Al comparar entre sí las absorciones de las arenas naturales se observa que el agregado natural de cuarcita (CN) presenta el mayor valor, coincidente con su menor densidad, mientras que al comparar las absorciones de los AFR surge que el de cuarcita (CR) es el que presenta la menor absorción. Este hecho se encuentra directamente relacionado con el menor contenido de mortero adherido que posee dicho agregado, lo cual fue determinado mediante la inmersión del agregado en una solución de ácido clorhídrico.

- Ensayo de abrasión

Con relación al desgaste por abrasión de los agregados gruesos, determinado mediante la máquina “Los Ángeles”, en la Tabla 4 se informan los valores correspondientes a diferentes AGN y en la Tabla 5 se presentan los resultados de los AGR, obtenidos en diferentes estudios realizados en el LEMIT.

De los resultados indicados en ambas tablas, surge que los AGR presentan un mayor desgaste que los correspondientes AGN a excepción de la cuarcita en donde los AGR presentaron un menor desgaste debido a la deficiente calidad del agregado natural [4]. Sin embargo, salvo el caso de los agregados de cuarcita, el resto cumple con el máximo admitido en el CIRSOC 201-2005 [7] para agregados naturales (Máximo admitido 50%).

En la Figura 3 se presentan los resultados obtenidos sobre agregados gruesos reciclados a fin de determinar la variabilidad entre diferentes muestras [5]. Los AGR

evaluados procedían de la trituración de hormigones desconocidos, en los cuales el agregado grueso natural correspondía a piedra partida granítica. Los resultados obtenidos indican que el desgaste promedio fue del 38% con una variación del orden del 5%. En este caso también debe mencionarse que en todas las muestras evaluadas, el valor de desgaste obtenido se encuentra por debajo del límite anteriormente indicado.

Tabla 4: Desgaste “Los Ángeles” de diferentes tipos de agregados gruesos naturales.

Agregados naturales	G	C	B	S
Desgaste “Los Ángeles” (%)	25	60	9	19

Tabla 5: Desgaste “Los Ángeles” de agregados gruesos reciclados de diferentes características y procedencia.

Hormigón de origen	H-30				H-21			
	GR	CR	BR	SR	GR	CR	BR	SR
Desgaste “Los Ángeles” (%)	35	52	25	32	37	55	30	37

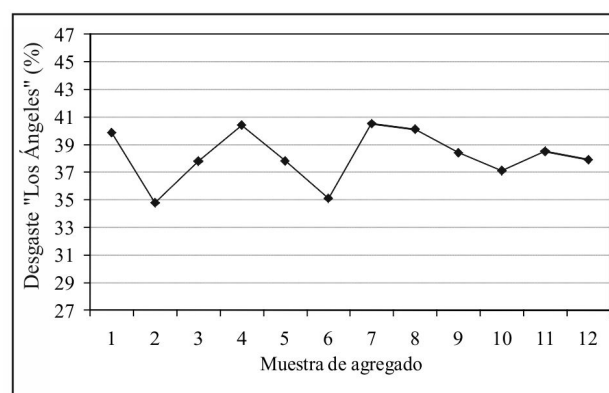


Figura 3: Variación del desgaste “Los Ángeles” en los agregados reciclados.

Respecto a la variación en el porcentaje de desgaste obtenido, la misma es atribuida a las características propias de estos agregados, los que presentan en muchos casos un elevado porcentaje de mortero adherido al agregado natural como así también partículas que son solamente de mortero. Además, debe tenerse en cuenta la influencia de la calidad del agregado y del hormigón original.

- Durabilidad por ataque con sulfato de sodio

Respecto del AFR, en la Figura 4 se presentan los resultados obtenidos en el ensayo de durabilidad por ataque con sulfato de sodio, luego de cinco ciclos de mojado y secado, los cuales son comparados con los determinados en las arenas naturales de trituración [6]. Se evidencia una mayor pérdida de material en los AFR respecto a las correspondientes arenas naturales, debido al mortero adherido que los mismos poseen y que se verificó con la pérdida de pasta por ataque ácido. Al comparar los

AFR entre sí, se observa que el agregado reciclado de cuarcita (CR) es el que presenta el mejor comportamiento, con una pérdida del 8,3 %, con lo cual cumple con lo establecido en la reglamentación vigente, hecho que se debe a la menor absorción que poseen tal lo informado en la Tabla 3. En el caso de los agregados GR y BR, el elevado porcentaje de pérdida en peso que presentan está asociado al mayor contenido de pasta que poseen, lo cual los hace más porosos y por consiguiente más vulnerables frente a este tipo de exposición.

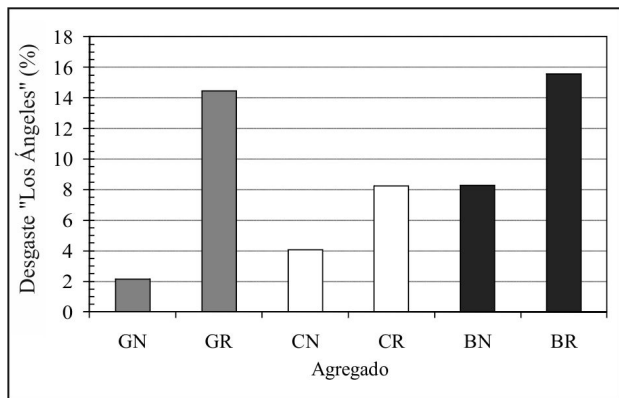


Figura 4: Pérdida por ataque con sulfato de las arenas de trituración y de los AFR.

DURABILIDAD DE HORMIGONES RECICLADOS

En este punto se hará referencia a diferentes estudios realizados en el LEMIT relacionados con los aspectos durables de los hormigones reciclados, a fin de evaluar su comportamiento respecto al de hormigones convencionales de similares características tecnológicas. En tal sentido, en algunos casos se evaluó el desempeño durable mediante la ejecución de ensayos de laboratorio que involucran diferentes mecanismos de transporte (absorción, succión capilar, difusión, penetración de agua a presión), mientras que en otros se consideró la degradación que puede provocar la exposición al congelamiento y deshielo, ataque por sulfatos, altas temperaturas, etc.

- Densidad y absorción de agua

Con el propósito de evaluar la posible influencia que puede tener la razón a/c sobre la densidad y la absorción de agua de los hormigones reciclados, se analizaron hormigones de razón a/c 0,40, 0,50 y 0,60 y con un 75% de AGR proveniente de la trituración de hormigones elaborados con piedra partida granítica.

En el caso de la densidad, en la Figura 5 se puede observar que la misma es inferior en los hormigones reciclados respecto a la de los correspondientes hormigones elaborados con agregados naturales, para las tres razones agua/cemento evaluadas. Este hecho se encuentra directamente relacionado con la menor densidad de los agregados reciclados debido a las características de los mismos. En la Figura 5 también puede observarse que la diferencia de densidades entre ambos tipos de hormigones disminuye al aumentar la razón a/c de los mismos.

En la Figura 6 se presentan los resultados de la absorción de agua obtenidos en los HR y HC, pudiéndose observar

que los hormigones reciclados presentan una absorción superior a la de los hormigones convencionales, hecho que como fue comentado para el caso de los agregados reciclados, se atribuye a la elevada porosidad que tiene el mortero que forma parte de los mismos. Además, puede observarse que la diferencia de la absorción entre los HR y los convencionales es similar en cada una de las razones a/c estudiadas.

Con el propósito de establecer la influencia que puede tener el porcentaje de AGR empleado respecto a la densidad y la absorción, se evaluaron hormigones HC y HR de razón a/c 0,50, empleándose diferentes porcentajes de AGR, los que provenían de hormigones elaborados con rodados silíceos [8]. Los resultados obtenidos en ambas propiedades se presentan en la Tabla 6.

De los resultados obtenidos puede observarse que al igual que en los hormigones anteriormente indicados, la absorción de agua de los HR es mayor que la del HC, hecho que se hace más notorio a medida que se incrementa el porcentaje de AGR empleado. Por otro lado si se comparan las absorciones entre los HC y HR de razón a/c 0,50 y con 75% de AGR, tanto para el caso de los elaborados con piedra partida granítica como con rodados silíceos, puede observarse que la diferencia obtenida es prácticamente la misma (del orden del 1,5%).

Respecto a la densidad, la misma disminuye con el contenido de AGR utilizado. Ambos hechos se encuentran directamente vinculados con las características que poseen los agregados reciclados.

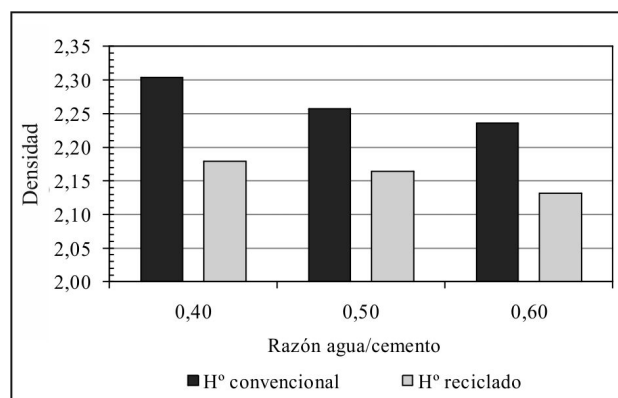


Figura 5: Densidad de hormigones convencionales y reciclados de distintas razones agua/cemento.

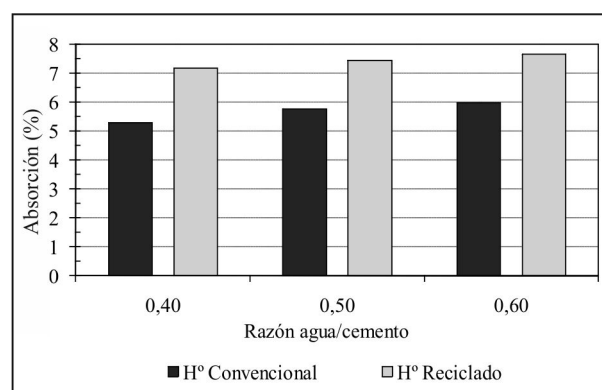


Figura 6: Absorción de hormigones convencionales y reciclados de distintas razones agua/cemento.

Tabla 6: Densidad y absorción de hormigones con distintos contenidos de AGR.

Hormigones	Densidad	Absorción (%)
HC	2,25	5,1
HR-50	2,21	5,9
HR-75	2,16	6,7
HR-100	2,13	7,0

- Succión capilar

En el Capítulo anterior se ha hecho mención a los diferentes factores que pueden modificar uno de los mecanismos de transporte de los hormigones como es la succión capilar, entre los cuales el tipo de agregado natural empleado adquiere una significativa importancia. Por tal motivo, se realizaron estudios a fin de determinar la influencia que podría tener el empleo de distintos contenidos de AGR sobre dicho parámetro.

En la Figura 7 se comparan las curvas de absorción capilar obtenidas en hormigones convencionales de razones a/c 0,40 y 0,50 respecto a las de los hormigones reciclados elaborados con un 75% de AGR, conteniendo en todos los casos piedra partida granítica (T_{máx}: 25,4 mm) como agregado grueso natural [9].

De la figura surge que para cada razón a/c evaluada, la absorción capilar de los HR es superior a la de los respectivos HC, existiendo una mayor diferencia a medida que se incrementa la razón a/c.

En otras experiencias realizadas con el fin de continuar evaluando la influencia que tiene el contenido de AGR utilizado sobre la succión capilar de los hormigones, se estudiaron hormigones convencionales y reciclados con distintos porcentajes de reemplazo, en los cuales el agregado grueso natural utilizado fue canto rodado silíceo con un tamaño máximo de 25,4 mm [8]. Las curvas de absorción capilar en función del tiempo, obtenidas para los hormigones evaluados, se presentan en la Figura 8. En la Tabla 7 se indican los parámetros de velocidad y capacidad de absorción capilar obtenidos a partir de la evaluación realizada.

A partir de las curvas presentadas en la Figura 8 y los datos indicados en la Tabla 7, puede observarse nuevamente que existe una clara diferenciación de los parámetros de transporte por succión capilar (velocidad y capacidad) obtenidos en los HR respecto al HC. Conforme se incrementa el porcentaje de agregados reciclados aumenta la absorción capilar como consecuencia de la mayor porosidad intrínseca de estos agregados, debido, como fuera indicado, a su constitución bifásica. Se advierte además que el reemplazo del 50% de los agregados naturales por agregados reciclados produce incrementos del 16% y 33% en la velocidad y capacidad de succión respectivamente. Cuando el reemplazo de agregados es del 75% dichos parámetros se incrementan en un 45% y 48%, no existiendo prácticamente diferencias cuando el reemplazo de agregado se incrementa del 75% al 100%.

La incorporación de micro-burbujas de aire de manera intencional en las mezclas en estado fresco permite mejorar

el desempeño durable de los hormigones, disminuyendo la cantidad de agua que los mismos puedan absorber por capilaridad. Frente a este hecho, se realizaron estudios sobre hormigones de razón agua/cemento 0,35 con aire intencionalmente incorporado y empleando distintos porcentajes de AGR (0, 50 y 100%), evaluándose también tres procedimientos diferentes de curado: normalizado en cámara húmeda (28h), en cámara húmeda y en laboratorio (7h-21h), y exento de curado para lo cual las probetas fueron ubicadas en ambiente exterior (28e) [10].

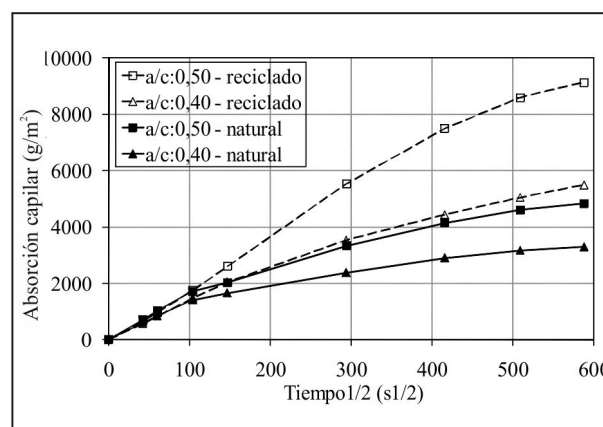


Figura 7: Curvas de absorción capilar de hormigones convencionales y reciclados de distinta razón agua/cemento.

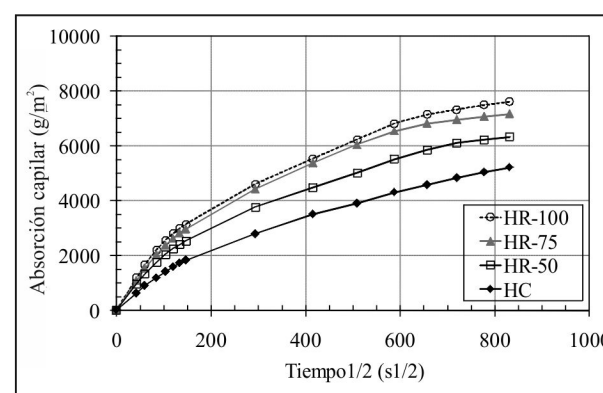


Figura 8: Absorción capilar de los hormigones convencionales y reciclados con distintos contenidos de AGR.

Tabla 7: Parámetros de transporte de succión capilar de los hormigones HC y HR.

Hormigones	Velocidad (g/m²/s¹/²)	Capacidad (g/m²)
HC	6,2	4585
HR-50	7,2	6105
HR-75	9,0	6820
HR-100	9,2	7145

En la Tabla 8 se presentan los resultados de velocidad y capacidad de succión capilar obtenidos en los hormigones evaluados para los tres procedimientos de curado adoptados. Cada valor informado corresponde al promedio de 6 muestras.

De la Tabla 8 se puede observar que para el curado normalizado (28h) las velocidades de succión

capilar resultan similares en todos los hormigones, incrementándose levemente la capacidad al aumentar el contenido de AGR utilizado, debido a la mayor porosidad de los mismos. En el caso del segundo procedimiento de curado (7h-211), se observa que la velocidad de succión se incrementa en los hormigones reciclados respecto del hormigón convencional, siendo el mismo del 6 y 18 % para el HR-50 y HR-100, respectivamente. Sin embargo, debe resaltarse una mayor influencia del procedimiento de curado adoptado por sobre el contenido de AGR utilizado, presentando los hormigones con 100% de AGR y curado normalizado menor velocidad de succión que el hormigón convencional con curado diferenciado (7h-211). Las capacidades de succión también se ven incrementadas en todos los hormigones, en mayor medida en los reciclados. En último término, ante la ausencia total de curado (28e), se evidencia un incremento significativo de los parámetros de succión capilar (velocidad y capacidad) en todos los hormigones, dejando en evidencia en mayor medida la importancia del curado por sobre el contenido de agregado reciclado.

Tabla 8: Velocidad y capacidad de succión capilar en hormigones con aire intencionalmente incorporado.

Hormigones	Curado	Velocidad (g/m ² /s ^{1/2})	Capacidad (g/m ²)
HC	28h	4,3	2898
	7h-211	5,1	3054
	28e	10,4	5746
HR-50	28h	4,0	3103
	7h-211	5,4	3906
	28e	10,9	6118
HR-100	28h	4,4	3317
	7h-211	6,0	4592
	28e	14,0	7942

- Penetración de agua a presión

El ensayo de penetración de agua a presión, al igual que el de succión capilar, se encuentra indicado en el Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón CIRSOC 201 [7] para evaluar hormigones destinados a contener o conducir agua o demanden una elevada impermeabilidad. El ensayo se encuentra normalizado por la Norma IRAM 1554 [11], y consiste en someter a las muestras de hormigón a una



Figura 9: Equipo de penetración de agua a presión.

presión de agua variable por una de sus caras (cara de molde) durante un período de 96 horas, distribuidas de la siguiente manera: 1 kg/cm² de presión durante 48 horas, 3 kg/cm² durante 24 horas y 7 kg/cm² durante 24 horas (Figura 9). La profundidad de penetración de agua, expresada en mm, se obtiene de relevar el perfil de penetración de agua luego de ensayar la probeta a compresión diametral (Figura 10).

A fin de estudiar la influencia del contenido de AGR sobre la penetración de agua a presión, se evaluaron hormigones con porcentajes variables de agregado reciclados. En este caso, todos los hormigones poseen una razón a/c 0,50 y el agregado grueso natural empleado fue canto rodado



Figura 10: Perfil de penetración.

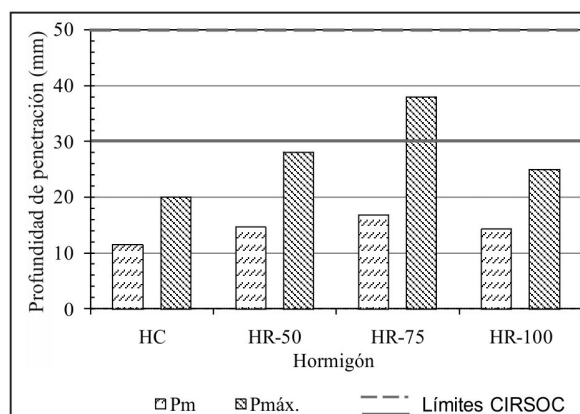


Figura 11: Profundidad de penetración de agua a presión en hormigones con distintos contenidos de agregado reciclado.

silíceo con un tamaño máximo de 25,4 mm [8]. En la Figura 11 se presentan los resultados obtenidos en el hormigón convencional y en los elaborados con 50, 75 y 100 % agregado grueso reciclado, indicándose además los límites establecidos en el Reglamento CIRSOC 201 para hormigones convencionales, los cuales son de 30 mm para la penetración de agua media (línea continua) y de 50 mm para la penetración de agua máxima (línea de trazo).

Puede observarse que tanto la profundidad de penetración de agua media (Pm) como la máxima (Pmáx.) son mayores en los hormigones reciclados, debido principalmente a las características que poseen los AGR. No obstante ello, todos los hormigones cumplen con los límites máximos indicados en el Reglamento CIRSOC 201.

En la Tabla 9 se indican los valores de penetración de agua

a presión (Pm y Pmáx.) obtenidos en distintos estudios en hormigones de distinta razón a/c elaborados con piedra granítica natural y con 75% de AGR. Se puede observar que los hormigones reciclados de razón a/c 0,50 presentan un rango de variación de valores de penetración de agua similares al de los hormigones convencionales de igual razón a/c, para los dos parámetros de ensayo, estando en ambos casos por debajo de los límites establecidos por la reglamentación Argentina para hormigones elaborados en su totalidad con agregados naturales. En el caso del hormigón reciclado de razón a/c 0,40, elaborado también con 75% de AGR, en la Tabla 9 se puede observar que los valores de penetración son considerablemente inferiores a los de la razón a/c superior, hecho que pone de manifiesto la importancia de la razón a/c por sobre el empleo del agregado reciclado.

Tabla 9: Penetración de agua a presión en hormigones convencionales y reciclados elaborados con piedra granítica.

Hormigones	Convencional		Reciclado	
	0,45	0,50	0,40	0,50
Razón a/c				
Pm (mm)	18	22	11	23
Pmáx. (mm)	41	30	16	28

- Difusión de cloruro

Con el propósito de evaluar la difusión de cloruro en hormigones con características tecnológicas diferenciadas, se realizaron estudios sobre hormigones reciclados. Para la obtención de los mismos se reemplazó el agregado grueso natural por hormigón triturado en un 25% y 75%. Estos hormigones denominados R-25 y R-75 respectivamente, fueron comparados con un hormigón patrón (sin agregado triturado) denominado R-0, todos ellos de razón a/c 0,50 [12]. Se moldearon prismas de 70x70x300 mm que luego de ser sometidos a tratamiento de sellado fueron expuestos a una solución de cloruro de sodio al 3%.

Luego de 120 días de exposición y con el fin de determinar el perfil de ingreso de cloruros, los prismas fueron cortados a partir de sus extremos en porciones de aproximadamente 5mm de espesor. Una vez triturada las muestras se determinó el porcentaje de cloruros. En la Figura 12 se presentan los contenidos de cloruros determinados a

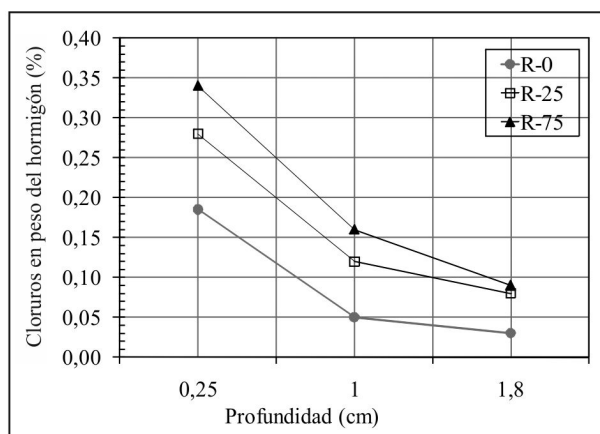


Figura 12: Perfil de ingreso de cloruros en hormigones reciclados

diferentes profundidades, como porcentuales del peso del hormigón.

Se observa que los hormigones reciclados presentan mayores ingresos de cloruros que el hormigón patrón, los que se incrementan con el porcentaje de material reciclado utilizado. Debe mencionarse que la absorción de agua en 24 horas del hormigón R-75 es del orden del 6 %, situación que se vincula directamente con el incremento de la porosidad de las mezclas ya que se reemplaza parte del material grueso (absorción de agua en 24 h < 0,6% en peso) por un material cuya absorción es muy superior, lo cual origina modificaciones importantes en la porosidad del hormigón resultante y por lo tanto una mayor facilidad para la difusión de los cloruros.

En otro de los estudios realizados se determinaron los contenidos de cloruro a diferentes profundidades en hormigones convencionales (HC) y reciclados (HR) (75% de AGR) de razón a/c 0,50 a la edad de 180 días y bajo diferentes condiciones de exposición (Ver Tabla 10). Algunas muestras permanecieron en laboratorio sumergidas en una solución de cloruro de sodio al 3%, mientras que otras estuvieron en contacto directo con ambiente marino natural, situadas a una distancia de aproximadamente 20 mts de la línea de marea y sin estar en contacto directo con el agua de mar (Ver Figura 13).

- Congelación y deshielo

Con relación al desempeño durable de los hormigones reciclados frente a la congelación y deshielo, se han realizado estudios en hormigones de razón a/c 0,35 elaborados con aire intencionalmente incorporado y con

Tabla 10. Contenidos de cloruro determinados en muestras estacionadas en laboratorio y en ambiente marino ("in situ").

Profundidad (mm)	HC		HR	
	Contenido de Cloruro (kg/m ³)			
	Laboratorio	In situ	Laboratorio	In situ
2,5	6,9	1,0	7,4	0,9
10,0	3,6	0,5	5,6	0,4
17,5	3,1	0,2	4,3	0,1



Figura 13: Muestras de hormigón expuestas en ambiente marino

distintos contenidos de AGR (0, 50, 75 y 100%), atendiendo a los requerimientos indicados en la reglamentación Argentina vigente para hormigones elaborados en su totalidad con agregados naturales [13].

En la Figura 14 se presentan los módulos de elasticidad dinámico determinados en los hormigones en estudio cada 30 ciclos, hasta cubrir los 300 ciclos rápidos alternados de congelación y deshielo, correspondiendo cada punto al promedio de tres determinaciones. En dicha figura se puede observar que, desde el inicio de los ciclos, el módulo dinámico de los hormigones reciclados es menor al del hormigón convencional, hecho que es más notorio a medida que se incrementa el porcentaje de AGR utilizado, lo cual está asociado a la menor densidad que poseen dichos agregados. Asimismo, se observa que en todos los hormigones evaluados, el valor del módulo de elasticidad dinámico se mantuvo prácticamente constante hasta cumplir los 300 ciclos de congelación y deshielo, período que estipula la Norma IRAM 1661 [14].

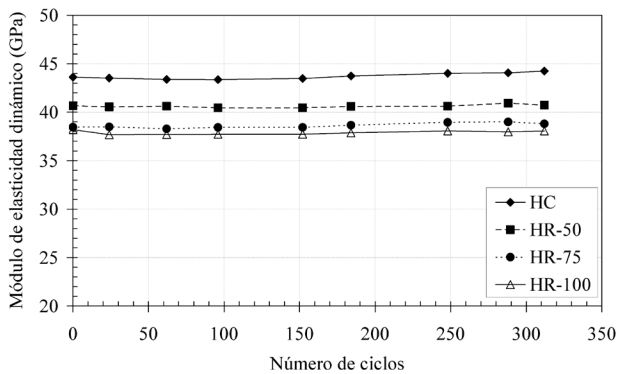


Figura 14: Módulos de elasticidad dinámico de los hormigones durante los 300 ciclos de congelación y deshielo.

Además de la determinación del módulo de elasticidad dinámico, otro dato importante en la evaluación de hormigones sometidos a este tipo de condición, es el que resulta de relacionar el valor del módulo dinámico a un determinado número de ciclos respecto al número total de ciclos, denominado Factor de Durabilidad. El mismo se calcula por medio de la siguiente expresión:

$$FD = \frac{Ed \times N}{M}$$

donde:

FD: factor de durabilidad

Ed: módulo de elasticidad dinámico relativo a n ciclos (%)

N: número de ciclos n

M: número total de ciclos (300)

Tabla 11: Valores del Factor de Durabilidad.

Hormigón	Factor de Durabilidad (%)
HC	102,9
HR-50	100,3
HR-75	101,8
HR-100	99,3

En la Tabla 11 se presentan los valores del Factor de Durabilidad determinados para cada uno de los hormigones estudiados luego de los 300 ciclos, pudiéndose observar que en casi todos los casos se supera el valor de FD=100 o se está muy próximo al mismo.

En las Figuras 15 a 18 se muestran las probetas correspondientes a cada uno de los hormigones evaluados luego de su exposición a 300 ciclos de congelación y deshielo, pudiéndose observar que, tanto las muestras correspondientes al hormigón convencional como las de los distintos hormigones reciclados, presentan un



Figura 15: Hormigón convencional (HC).



Figura 16: Hormigón reciclado (HR-50).



Figura 17: Hormigón reciclado (HR-75).



Figura 18: Hormigón reciclado (HR-100).

excelente comportamiento, no habiéndose visualizado ningún tipo de degradación a nivel superficial.

Además de los parámetros antes mencionados, resulta importante también, cuantificar la separación promedio entre las micro-burbujas de aire existentes en la masa del hormigón, la cual no debe superar un determinado valor máximo para asegurar su eficiencia en la red de poros. Este parámetro se lo establece a través del denominado Factor de Espaciamiento, el cual está relacionado con la máxima distancia promedio desde cualquier punto de la pasta hasta la burbuja de aire más cercana. De acuerdo a lo establecido en la Norma ASTM C 457-90 [15], un hormigón presentará un comportamiento adecuado frente al proceso de congelación y deshielo cuando el valor del Factor de Espaciamiento se encuentre entre 100 y 200 μm .

En la Tabla 12 se indican los valores del factor de espaciamiento correspondiente a cada uno de los hormigones estudiados, determinados según la citada norma, y en las Figuras 19 y 20 se muestra la distribución de las burbujas de aire en el hormigón convencional y en el elaborado con 100% de agregado grueso reciclado, respectivamente.

Tabla 12: Factor de Espaciamiento de los hormigones convencional y reciclados.

Hormigón	Factor de Espaciamiento (μm)
HC	81,0
HR-50	135,8
HR-75	100,9
HR-100	118,7

Puede observarse que los valores del Factor de Espaciamiento indicados en la Tabla 12 se encuentran dentro de los límites indicados por la normativa, siendo algo inferior para el caso del hormigón convencional, hecho que puede ser visualizado también en ambas figuras donde se observa una mayor proximidad entre las micro-burbujas de aire en el hormigón HC.

Los resultados alcanzados en estos estudios permiten señalar que la calidad del mortero del nuevo hormigón es relevante para el desempeño posterior del mismo frente a la exposición a congelación y deshielo, por sobre el contenido de AGR de los hormigones.

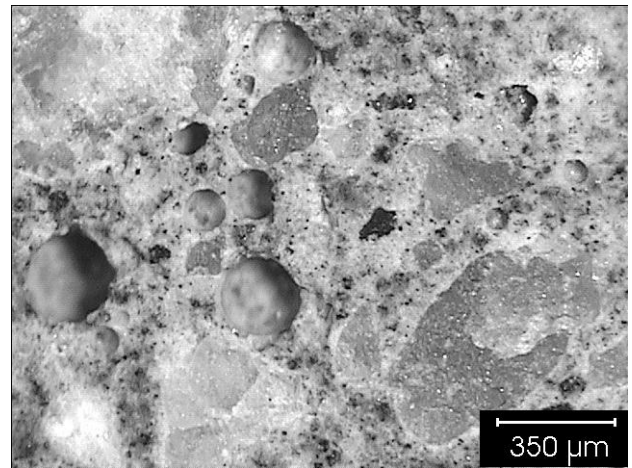


Figura 19: Hormigón HC.

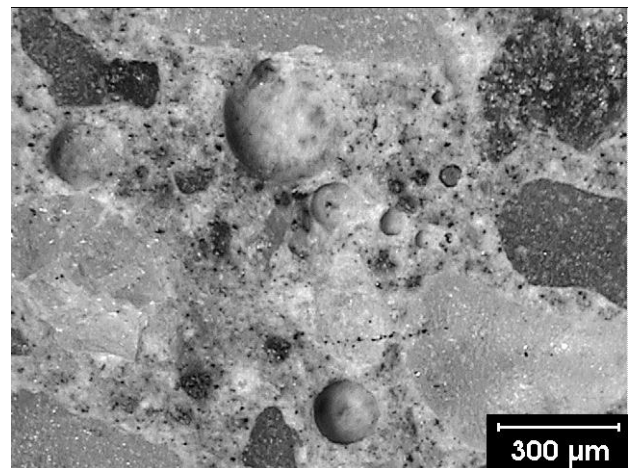


Figura 20: Hormigón HR-100.

- Ataque por sulfato

Respecto al comportamiento durable de los hormigones reciclados frente a la exposición de suelos con sulfato, existen muy pocos antecedentes a nivel internacional, no así respecto a investigaciones realizadas en hormigones convencionales elaborados con diferentes materiales [16-17]. En los estudios realizados se elaboraron dos series de hormigones, empleando agregados gruesos reciclados de dos fuentes diferentes. Una de las series corresponde a hormigones de razón a/c 0,50 (H50), en la cual se utilizó un agregado reciclado (AGR_1) obtenido a partir de la trituration de un hormigón previamente elaborado en laboratorio [18]; la otra serie incluye hormigones de razón a/c 0,35 (H35), empleando en este caso agregados reciclados (AGR_2) procedentes de la trituration de hormigones de características desconocidas y variadas, aunque conteniendo en todos los casos piedra partida granítica como agregado grueso natural.

La serie H50 corresponde a hormigones con un nivel resistente de tipo estructural sin exigencias de durabilidad. Se elaboró un hormigón convencional (H50R0) y hormigones en los cuales el agregado grueso natural fue reemplazado por el AGR_1 en 25 y 75% en volumen (H50R25 y H50R75). La serie H35 corresponde también a hormigones estructurales aunque en este caso con requerimientos de durabilidad frente a acciones físicas como puede ser congelamiento y deshielo o humedecimiento y secado con presencia de sales, por lo

cual los mismos fueron elaborados empleando un aditivo incorporador de aire. En este caso, se elaboró también un hormigón conteniendo en su totalidad agregados naturales (H35R0) y hormigones en los cuales el agregado grueso natural fue reemplazado por el AGR₂ en 50, 75 y 100 % en volumen (H35R50, H35R75 y H35R100).

En la Figura 21 se presenta la variación relativa del módulo de elasticidad dinámico en el tiempo para los hormigones convencionales y reciclados de la serie H50, donde cada punto corresponde al promedio de tres determinaciones. Se observa que el módulo de elasticidad se mantiene constante en todos los hormigones hasta aproximadamente los 1000 días de exposición. A partir de dicha edad se produce un descenso paulatino del módulo, hecho que resulta en coincidencia con la mayor degradación que experimentan las probetas. Este descenso es atribuido a la acción física del sulfato que precipita en los poros del hormigón generando tensiones de tracción, lo cual provoca un aumento de la fisuración de las probetas y la consecuente disminución de peso de las mismas debido a la pérdida de material. Dicha disminución del módulo resulta de menor importancia cuanto mayor es el porcentaje de AGR empleado, adquiriendo a la edad de 1860 días valores del 78, 82 y 83% del módulo inicial para los H50R0, H50R25 y H50R75, respectivamente. Luego de los 2400 días de exposición, se observa un cambio en el comportamiento de los hormigones, produciéndose una mayor disminución del módulo dinámico en los hormigones reciclados. Para la última edad de evaluación (3435 días), los módulos de elasticidad adquieren valores relativos del 66, 61 y 60% para los H50R0, H50R25 y H50R75, respectivamente.

En la Figura 22 se presenta la variación del módulo dinámico para los hormigones de la serie H35, correspondiendo cada punto al promedio de dos determinaciones. Puede observarse que desde la primera edad de medición, el módulo dinámico resulta menor cuanto mayor es el contenido de AGR de los hormigones, hecho esperable teniendo en cuenta la menor densidad que poseen los AGR respecto del AGN. También se puede observar que durante todo el período de exposición los hormigones reciclados y convencionales presentan comportamientos similares, donde el módulo de elasticidad se mantiene prácticamente constante a lo largo de dicho período.

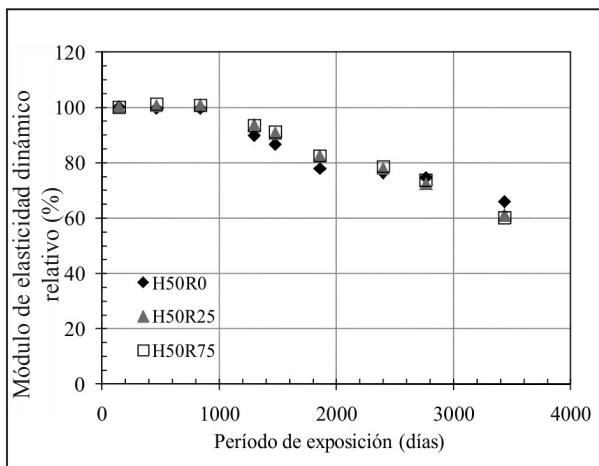


Figura 21: Variación relativa del módulo de elasticidad dinámico en el tiempo para hormigones de la serie H50.

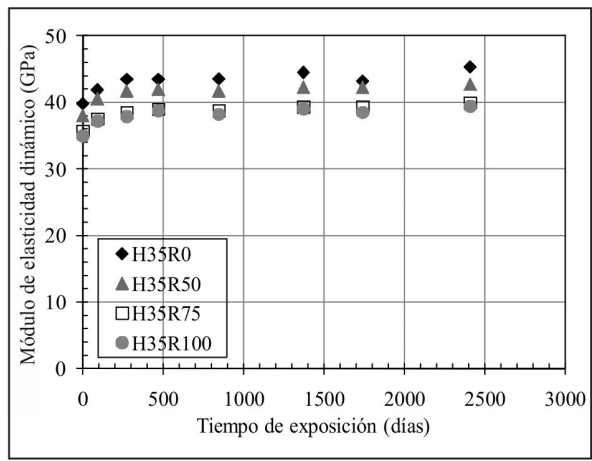


Figura 22: Variación del módulo de elasticidad dinámico en el tiempo para hormigones de la serie H35.

CONSIDERACIONES FINALES

Teniendo en cuenta las características particulares que poseen los agregados reciclados (AR) procedentes de la trituración de hormigones, surge que el comportamiento durable de los mismos es, en general, inferior al del agregado natural (AN), dependiendo además de la naturaleza de este último. Sin embargo, debe considerarse que si se evaluara el conjunto granular (AN-AR), se obtendrá un mejor desempeño durable, el cual dependerá del porcentaje de AR empleado.

Respecto a los diferentes hormigones informados en este trabajo, los cuales fueron elaborados con distintos tipos y porcentajes de agregados reciclados, se puede señalar que los mismos presentan un comportamiento durable satisfactorio, dependiendo del porcentaje de agregado reciclado utilizado y del parámetro durable evaluado. En forma similar a lo que sucede en los hormigones convencionales, en los hormigones reciclados la durabilidad se ve favorecida principalmente cuando los mismos poseen una baja razón a/c o bien se emplea un aditivo incorporador de aire en aquellos casos que por razones de exposición así lo requieran.

Por último, dado los buenos resultados que presentan los hormigones reciclados frente a diferentes mecanismos de transporte que reflejan en definitiva la durabilidad de los mismos, es viable su utilización en la construcción de distintos elementos estructurales, para lo cual deberán realizarse previamente estudios de laboratorio. Este hecho permitirá alcanzar un aprovechamiento integral de un desecho de la construcción que hasta el presente en nuestro país no ha adquirido la suficiente concientización, lo que contribuirá a la obtención de una mayor economía y sustentabilidad en las obras civiles.

BIBLIOGRAFÍAS

- ACI Committee 555, 2002. Removal and reuse of hardened concrete. *Materials Journal*, ACI, N° 99-M31, pp.300-23.
- EHE, 2008. Instrucción de Hormigón Estructural. Comisión Permanente del Hormigón, Ministerio de Fomento, España. Anejo 15, Recomendaciones para la utilización de hormigones reciclados. (Disponible en www.fomento.es).
- RILEM Recommendation 121-DRG, 1994. Guidance for demolition and reuse of concrete and masonry. Specifications for concrete with recycled aggregates. *Materials and Structures*, Vol. 27, pp. 557-559.
- EFFECT OF NATURAL COARSE AGGREGATE TYPE ON THE PHYSICAL AND MECHANICAL PROPERTIES OF RECYCLED COARSE AGGREGATES, C.J. Zega, Y.A. Villagrán-Zaccardi, A.A. Di Maio., 2010. *Materials and Structures*, RILEM, Vol. 43, N° 1-2, pp. 195-202.
- EFECTO DEL AGREGADO GRUESO RECICLADO SOBRE LAS PROPIEDADES DEL HORMIGÓN. BOLETÍN TÉCNICO (IMME), Zega, C.J., Di Maio, A.A., 2007. Universidad Central de Venezuela, Vol. 45, N° 2, pp. 1-11. (Disponible en www.revele.com.ve)
- PROPIEDADES DE LOS AGREGADOS FINOS RECICLADOS PROCEDENTES DE HORMIGONES ELABORADOS CON DIFERENTES TIPOS DE AGREGADOS GRUESOS NATURALES, C. Zega, M.E. Sosa, A. Di Maio, 2010, 18° Reunión Técnica de la AATH, Mar del Plata. Editado en CD.
- CIRSOC 201:2005. Proyecto de Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón. Instituto Nacional de Tecnología Industrial. (En trámite de aprobación)
- COMPORTAMIENTO FÍSICO-MECÁNICO DE HORMIGONES RECICLADOS ELABORADOS CON CANTO RODADO Boletín Técnico (IMME), Universidad Central de Venezuela, Vol. 44, N° 3, pp. 17-26. (Disponible en www.revele.com.ve)
- SORPTIVITY: PARAMETER FOR THE EVALUATION OF COVER CONCRETE QUALITY, V.L. Taus, A.A. Di Maio, and L.P. Traversa, Proceedings Fourth International Conference “Quality of Concrete Structures and Recent Advances in Concrete Materials and Testing”, SP-229, ACI, Ed. P. Helene, E. Pazini Figueiredo, T. Holland, R. Bittencourt. Pp. 121-133.
- SUCCIÓN CAPILAR EN HORMIGONES RECICLADOS EXPUESTOS A DIFERENTES CONDICIONES DE CURADO, V.L. Taus, C.J. Zega, 2006. *Ciencia y Tecnología del Hormigón*, LEMIT, N° 13, pp. 21-30.
- IRAM 1554:1983. Hormigón de cemento Pórtland. Método de determinación de la penetración de agua a presión en el hormigón endurecido. Instituto Argentino de Normalización y Certificación, Argentina.
- DIFUSIÓN DE CLORUROS EN HORMIGONES RECICLADOS, A.A. Di Maio y L.P. Traversa, 2002. *Ciencia y Tecnología del Hormigón*, LEMIT, N° 9, pp. 11-14.
- HORMIGONES RECICLADOS EXPUESTOS A CICLOS RÁPIDOS DE CONGELACIÓN Y DESHIELO. HORMIGÓN, C.J. Zega, G. Fornasier, M. Ponce, A.A. Di Maio, 2005. AATH, N° 41, pp. 53-61.
- IRAM 1661:1970. Hormigones. Método de ensayo de la resistencia a la congelación en aire y deshielo en agua. Instituto Argentino de Normalización y Certificación, Argentina.
- ASTM C 457-90. Standard Test Method for Microscopical Determination of Parameters of the Air –Void System in Hardened Concrete.
- TEN YEARS SULFATE PERFORMANCE OF CONCRETE WITH SUPPLEMENTARY MATERIALS, E.F. Irassar, O. Batic and A. Di Maio, 2000. Proc. Fifth CANMET/ACI International Conference on Durability of Concrete. Barcelona, España.
- DETERIORO DEL HORMIGÓN POR CRISTALIZACIÓN DE SALES, E.F. Irassar, A.A. Di Maio y O.R. Batic, 2010. VI Congreso Internacional sobre Patología y Recuperación de Estructuras. “CINPAR 2010”. Córdoba, Argentina. Ed. en CD.
- PROPIEDADES FÍSICO-MECÁNICAS Y DURABLES DE HORMIGONES RECICLADOS, C.J. Zega, 2010. Tesis de Doctorado, Facultad de Ingeniería, UNLP, La Plata, Argentina.

