



**UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SUR**

**TESIS DE DOCTOR EN INGENIERÍA**

**“CARACTERIZACION DE LA DURABILIDAD DE HORMIGONES CON  
ARENAS DE TRITURACION”**

**Oscar Alfredo Cabrera**

**BAHIA BLANCA**

**ARGENTINA**

**2013**

## **PREFACIO**

Esta Tesis, “*Caracterización de la durabilidad de hormigones con arenas de trituración*”, se presenta como parte de los requisitos para optar al grado Académico de Doctor en Ingeniería, de la Universidad del Sur y no ha sido presentada previamente para la obtención de otro título en esta Universidad u otra. La misma contiene los resultados obtenidos en investigaciones llevadas a cabo en el Laboratorio de Modelos Estructurales dependiente del Departamento de Ingeniería de la UNS, en el Laboratorio de Materiales de la Facultad de Ingeniería de la UNCPBA y en el Laboratorio de Entrenamiento Multidisciplinario para la Investigación Tecnológica (LEMIT) durante el período comprendido entre 9 de diciembre de 2008 y agosto de 2013, bajo la dirección del Dr. Néstor F. Ortega, Profesor Titular del Departamento de Ingeniería de la UNS y del Ing. Luis P. Traversa, Investigador Emérito de la Comisión de Investigaciones Científicas de la Provincia de Buenos Aires (CIC).

Ing. Oscar A. Cabrera



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SUR  
Secretaría General de Posgrado y Educación Continua

La presente tesis ha sido aprobada el .... /.... /....., mereciendo  
la calificación de ..... (.....).

**Certifico que fueron incluidos los cambios y correcciones sugeridas por los jurados.**

**Firma del Director:** Dr. N.F. Ortega

A mis padres.

## **AGRADECIMIENTOS**

El trabajo de esta tesis doctoral no habría sido posible sin la colaboración y el apoyo de varias Instituciones y personas, a las que quisiera expresar públicamente mi agradecimiento:

A la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional del Centro de la Provincia de Buenos Aires, al Departamento de Ingeniería de la Universidad Nacional del Sur y al Laboratorio de Entrenamiento Multidisciplinario para la Investigación Tecnológica (LEMIT-CIC) por posibilitarme la oportunidad de realizar esta carrera de posgrado.

Al Ing. Luis P. Traversa por su apoyo, estímulo y generosidad, manifestados durante el largo tiempo que demandó la realización de este trabajo de tesis.

Al Dr. Néstor F. Ortega por brindarme su orientación y su generosidad permanentemente, y además, por introducirme en el campo de la corrosión, tema que amplió notablemente y enriqueció el contenido y las conclusiones de esta tesis.

A mis amigos del Laboratorio de Ensayos de Materiales de la Facultad de Ingeniería de la Universidad del Centro de la Provincia de Buenos Aires, que me han ayudado a crecer humana y profesionalmente, y han compartido el largo camino que implicó la realización de esta carrera.

A Patricia, que ha estado muy cerca de mí, y me ha estimulado permanentemente para la finalización de esta carrera.

## “Caracterización de la Durabilidad de Hormigones con Arenas de Trituración”

### RESUMEN

El hormigón es uno de los materiales más utilizado en las obras civiles, y requiere de grandes volúmenes de recursos no renovables. Debido al agotamiento de yacimientos de arenas o por las restricciones de origen ecológico, cada vez será más necesario encontrar yacimientos de arenas de partículas duras, resistentes, durables y estables. No siempre resulta fácil disponer de fuentes de agregados aptos para el hormigón. En algunas zonas importantes de la República Argentina, la existencia de muy pocos yacimientos de gravas, hace necesaria la obtención de agregados a partir de la trituración de roca, esta situación no difiere de otras regiones a nivel internacional.

El empleo de arenas trituradas tiene una marcada influencia sobre la consistencia del hormigón debido a las características morfológicas de las partículas y al contenido de polvo que presentan. Este agregado fino es considerado como un material marginal por la reglamentación nacional.

En estado fresco, del análisis de los valores obtenidos se desprende que es necesario incrementar significativamente el contenido de agua y/o de pasta en los hormigones elaborados con arenas trituradas para alcanzar la consistencia de los hormigones con arenas naturales, lo cual se traduce en un incremento en el contenido de poros del hormigón endurecido.

En el estado endurecido: debido a que el agregado fino ocupa aproximadamente un 25-30 % del volumen de la mezcla de hormigón, él puede ejercer una importante influencia sobre las propiedades mecánicas y durables del material compuesto. Los estudios realizados permiten establecer que hormigones de altas resistencias se pueden lograr utilizando arenas trituradas como agregado fino sin el empleo de adiciones minerales activas.

La degradación de las estructuras de hormigón por corrosión es un fenómeno muy complejo el cual involucra múltiples causas y efectos. La vinculación entre la velocidad del crecimiento del ancho de fisura y la evolución de la corrosión, permite predecir la seguridad y la aptitud en servicio residual de las estructuras. En ese sentido, en este trabajo se evalúa la influencia del tipo de agregado fino y la relación  $a/c$  sobre la evolución de la fisuración. Para ello, se realizaron vigas con relaciones  $a/c$  entre 0,45 y 0,50, que fueron sometidas a corrosión acelerada. Se utilizaron 4 tipos de arenas: tres trituradas (granítica, dolomítica y calcítica) y una arena natural. Los resultados indican que el tipo de arena y la relación  $a/c$  influyen significativamente sobre el mecanismo de propagación de las fisuras. Respecto a la corrosión por carbonatación, se concluyó que la relación  $a/c$  tiene un efecto más importante que el tipo de arena.

Los estudios y conclusiones de la presente tesis muestran que es factible utilizar arenas trituradas para elaborar hormigón de adecuada calidad. La importancia económica de la utilización de arenas trituradas está relacionada con el bajo costo del material, la disponibilidad y el volumen de hormigón de la obra. Mayor será la importancia económica, si el material puede ser empleado sin tener que efectuar el lavado u otro proceso de mejoramiento, y en porcentajes mayores a los establecidos por el reglamento CIRSOC 201-05.

## **“Characterization of the Durability of Concrete with Crushed Sands”**

### **ABSTRACT**

One of the most used composed materials in civil engineering is concrete and it requires for manufacturing large volumes of nonrenewable resources. The depletion of sand beds, in conjunction with ecological constraints, is intensifying the need to find sources of sand characterized by hard, strong durable and stable particles. It is not always easy to find sources of aggregate suitable for concrete. In some important areas of Argentina, the existence of very few deposits of gravel, requires the production of aggregates from crushing rocks. This situation is unexceptional, for natural aggregates are becoming scarce in many countries.

The use of crushed sand in concrete clearly affects flowability due to the morphological characteristics and dust content in this type of fines. These fine aggregates are considered as marginal aggregates for national standard.

In fresh state, the analysis of the values found revealed that the water content or paste content had to be increased significantly in concretes with crushed sand to reach the same consistency as concretes with natural sand, which results in a increase in the pores content of the hardened concrete.

In hardened state, since fine aggregates occupy about 25-30 percent of the volume of a concrete mixture, they can be expected to exert an important influence on the mechanical and durable properties of the composite material. These studies permits to say that high strength concretes is possible to achieve using crushed sands as fine aggregate without mineral admixtures addition.

The degradation of concrete structures by the corrosion is a very complex phenomenon which involves multiple causes and effects. The link between the rate of growth of crack width and the evolution of corrosion, can predict the safety and suitability for service residual of reinforced concrete structures. In this sense, this work assesses the impact of the influence of the type of fine aggregate and  $w/c$  ratio on the evolution of cracking.

Then, beams were made with  $w/c$  ratio between 0,45 and 0,50, which were subjected to accelerated corrosion, and their mechanical and electrochemical behavior was analyzed. Four types of sand were used: three crushed (granite, dolomite and calcite) and one type of natural sand. The results show that the type of sand and the  $w/c$  ratio significantly influence the growing mechanism of cracking. On the other hand, in the case of corrosion induced by carbonation, its concluded that the increase of  $a/c$  ratio is more important that the type of fine aggregate.

The studies and conclusions of the present thesis show that it is feasible to use sands crushed to elaborate concrete of suitable quality. The economic importance of the utilization the crushed sands is related to the low cost of the material, the availability and the volume of concrete of the work. Major it will be the economic importance, if the material can be used without having to effect the wash or another process of improvement, and in percentages bigger than the established ones for the CIRSOC 201-05 Code.

## INDICE GENERAL

	Página
Dedicatoria	III
Agradecimientos	IV
Resumen	V
Abstract	VI
Índice temático	VII
Listado de figuras	XII
Listado de tablas	XX
Notaciones y simbología	XXIV
Nomenclatura general	XXIV
Nomenclatura de la química del cemento	XXV

## INDICE TEMATICO

### **CAPITULO 1: Introducción y Objetivos**

1.1	Consideraciones generales	1
1.2	Objetivos generales de la tesis	3
	1.2.1. Objetivos particulares	3
1.3	Importancia científico-tecnológica del tema	3
1.4	Programa teórico-experimental y metodología	9
	1.4.1. Metodología a utilizar y plan de trabajo	9
1.5	Estructura de la tesis	11

### **CAPITULO 2: Aspectos Generales Vinculados con el Uso de Arenas Trituradas**

2.1	Definiciones sobre arena triturada	13
	2.1.1. Otras definiciones relacionadas	14
2.2	Empleo de arenas trituradas como material de construcción	15
	2.2.1. Empleo de arenas trituradas en hormigones	19
	2.2.2. Alternativas tecnológicas para mejorar el empleo de arenas trituradas en hormigones	23
	2.2.3. Importancia técnico-económica del empleo de arenas trituradas	27
2.3	Agregados reciclados	29
2.4	Antecedentes nacionales sobre la utilización de arenas trituradas en hormigones	32
2.5	Antecedentes internacionales sobre la utilización de arenas trituradas en hormigones	37
2.6	Limitaciones impuestas al empleo de arenas trituradas por diferentes reglamentos	40
	2.6.1. Requisitos generales establecidos por el CIRSOC 201-05 para agregados	44
2.7	Antecedentes sobre estudios de la corrosión de armaduras de refuerzo	44
2.8	Consideraciones generales sobre la información bibliográfica consultada respecto al uso de las arenas trituradas	46

### **CAPITULO 3: Forma y Textura Superficial de las Partículas de los Agregados**

3.1	Forma de las partículas de los agregados	49
	3.1.1. Redondez o angularidad de bordes	51
	3.1.2. Esfericidad	53
	3.1.3. Partículas planas	57
	3.1.4. Efecto de la forma en el empaquetamiento del material granular	57
3.2	Métodos de evaluación de la forma de las partículas	62
	3.2.1. Métodos directos	63
	3.2.2. Métodos indirectos	64
	3.2.3. Tamaño de las partículas	68
	3.2.4. Métodos normalizados por IRAM para evaluar la forma de las partículas	69
3.3	Textura superficial de las partículas	70
	3.3.1. Métodos para la medición de la textura superficial	71
3.4	Resumen de los principales métodos de evaluación de la forma y textura superficial de las partículas de arena	75
3.5	Consideraciones sobre la evaluación de la forma y textura superficial de las partículas del agregado fino	76

### **CAPITULO 4: Consideraciones sobre el Hormigón como Material Compuesto**

4.1	Consideraciones sobre las fases del hormigón	80
4.2	Pasta hidratada de cemento	82
	4.2.1. Productos de hidratación del cemento portland	82
	4.2.2. Porosidad de la pasta hidratada de cemento	84
	4.2.3. Propiedades mecánicas de la pasta de cemento	86
	4.2.3.1. Influencia del filler en la hidratación y las propiedades de la pasta de cemento	87
	4.2.4. Mecanismos de transporte en la pasta hidratada de cemento y efecto de las partículas de agregado	89
4.3	El rol de los agregados en el hormigón	92
	4.3.1. Propiedades de los agregados	96
	4.3.1.1. Especificaciones de calidad de los agregados	103
	4.3.2. Aspectos mineralógicos y petrográficos relacionados con las propiedades de los agregados	104
	4.3.3. Durabilidad de los agregados	106
	4.3.3.1. Criterio sobre la RAS y las rocas basálticas del Reglamento CIRSOC 201-05	107
4.4	Interfaz pasta-agregado	108
4.5	Propiedades del hormigón fresco	112
4.6	Propiedades mecánicas y estabilidad volumétrica del hormigón	117
4.7	Propiedades durables del hormigón	120
	4.7.1. Corrosión de las armaduras de refuerzo	125
	4.7.1.1. Influencia del tipo de acero sobre el desarrollo de las reacciones de corrosión	133



4.7.2.	Corrosión por iones cloruros	134
4.7.3.	Corrosión por carbonatación	139
4.7.4.	Recubrimiento del hormigón	141
4.8	Influencia de las características físicas del agregado sobre las propiedades del hormigón	144

## **CAPITULO 5: Materiales, Dosificaciones de Hormigones y Metodología**

5.1	Agregados finos	145
5.2	Agregados gruesos	147
5.3	Cementos portland, humos de sílice y aditivos químicos	148
5.4	Polvos de roca	150
5.5	Agua	151
5.6	Mezclas y metodologías	152
5.7	Consideraciones sobre las dosificaciones: resumen	164
5.8	Acero de vigas de hormigón armado	165
5.9	Metodología empleada en los ensayos de carbonatación y de corrosión de las armaduras	165
	5.9.1. Proceso de carbonatación	165
	5.9.2. Proceso de corrosión acelerada	166

## **CAPITULO 6: Estado Fresco de Hormigones Elaborados con Arenas Trituradas**

6.1	Comportamiento en estado fresco de hormigones con arena triturada	170
	6.1.1. Presentación de resultados experimentales sobre el estado fresco	170
	6.1.2. Análisis y discusión de resultados sobre el estado fresco	173
	6.1.3. Consideraciones sobre las experiencias del estado fresco	174
6.2	Alternativas para mejorar el comportamiento en estado fresco de los hormigones con arenas trituradas	175
	6.2.1. Presentación de resultados sobre reemplazo parcial de arena y utilización de aditivos químicos	175
	6.2.2. Análisis y discusión de resultados alternativas para mejorar el comportamiento en estado fresco	176
	6.2.3. Consideraciones sobre alternativas para mejorar el estado fresco	178
6.3	Exudación	178
	6.3.1. Resultados sobre estudios de la exudación	179
	6.3.2. Análisis y discusión de los resultados de los estudios de exudación	180
	6.3.3. Consideraciones sobre estudios de la exudación	184

## **CAPITULO 7: Estado Endurecido de Hormigones Elaborados con Arenas Trituradas**

7.1	Propiedades mecánicas de hormigones con diferentes tipos de agregados finos	186
	7.1.1. Resultados obtenidos	186
	7.1.2. Análisis y discusión de los resultados obtenidos	195
	7.1.3. Consideraciones las propiedades mecánicas de hormigones con diferentes tipos de agregados finos	208
7.2	Contracción por secado de morteros con arenas naturales y trituradas	209
	7.2.1. Presentación de resultados de contracción por secado	210
	7.2.2. Análisis y discusión de resultados de experiencias de contracción por secado	

	de morteros	211
	7.2.3. Consideraciones sobre la contracción por secado de morteros	215
7.3	Durabilidad del hormigón con arena triturada	216
	7.3.1. Presentación de resultados sobre la evaluación de parámetros vinculados con los mecanismos de transporte en hormigones	216
	7.3.2. Análisis y discusión de resultados sobre la evaluación de parámetros vinculados con los mecanismos de transporte en hormigones	220
	7.3.3. Consideraciones sobre la durabilidad de hormigones con arenas trituradas	226
7.4	Efecto del polvo de las arenas trituradas sobre las propiedades del hormigón endurecido	226
	7.4.1. Resultados sobre el efecto filler de diferentes polvos de roca	227
	7.4.2. Análisis y discusión de los resultados del efecto filler	229
	7.4.3. Consideraciones sobre el efecto filler	235
7.5	Resumen de la influencia de la forma, textura superficial y contenido de polvo del agregado fino sobre el estado endurecido del hormigón	235

## **CAPITULO 8: Corrosión de Armaduras Embebidas en Hormigones con Arena Triturada**

8.1	Introducción	240
8.2	Carbonatación: influencia del tipo de agregado fino	241
	8.2.1. Resultados obtenidos	241
	8.2.2. Discusión de los resultados	242
	8.2.2.1. Aplicación del modelo de carbonatación de la Instrucción Española EHE-2008	244
8.3	Proceso de corrosión en vigas de hormigón armado con relación $a/c = 0,45$	247
	8.3.1. Resultados obtenidos con las vigas de la Serie 1	248
	8.3.1.1. Evaluación del comportamiento de vigas de hormigón armado sometidas a corrosión acelerada (Serie 1, con relación $a/c = 0,45$ )	248
	8.3.1.2. Discusión de los resultados obtenidos en vigas con relación $a/c = 0,45$	256
	8.3.1.3. Relación entre el tipo de agregado fino y la fisuración en la Serie 1	259
	8.3.2. Resultados obtenidos con las vigas de la Serie 2	262
	8.3.2.1. Evaluación del comportamiento de vigas de hormigón armado sometidas a corrosión acelerada con curado normal (Serie 2, con relación $a/c = 0,50$ )	262
	8.3.2.2. Discusión de los resultados de las vigas de la Serie 2	265
	8.3.3. Fórmulas que relacionan el ancho de fisura con la penetración de corrosión con la geometría de las barras y/o del espesor de recubriendo	269
	8.3.3.1. Relación entre el ancho de fisuras de la Serie 1 y 2	270
	8.3.3.2. Propuesta de una ecuación para evaluar el daño de corrosión en base a las áreas de fisuras	274
	8.3.4. Profundidad de Penetración Crítica de la Corrosión, $P_{x_{crit}}$	277
	8.3.5. Resultados obtenidos con las vigas de la Serie 3	279
	8.3.5.1.- Evaluación del comportamiento de vigas de hormigón armado sometidas a corrosión acelerada (Serie 3, con relación $a/c = 0,40$ )	279
	8.3.5.2.- Discusión de los resultados obtenidos en vigas de la Serie 3	283
	8.3.5.3. Relación entre anchos de fisuras de las series con relaciones $a/c$ de 0,40 y de 0,45	285
	8.3.5.4. Aplicación a los resultados de la Serie 3 en la ecuación 8.15, en base a las áreas de fisuras	287

8.4	Análisis global de las tres series de vigas de hormigón armado	288
8.5	Consideraciones finales del presente capítulo	293

## **CAPITULO 9: Conclusiones y Futuras Líneas de Trabajo**

9.1	Sobre la influencia de la forma y textura superficial del agregado fino en el hormigón fresco	296
9.2	Alternativas tecnológicas para mejorar el comportamiento en estado fresco	297
9.3	Comportamiento del hormigón endurecido elaborado con agregados finos triturados	298
9.4	Efecto del tipo de agregado fino triturado sobre la carbonatación del hormigón y la corrosión de las armaduras de refuerzo	300
9.5	Perspectivas futuras	302

## **REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS**

10.1	Artículos y libros	303
10.2	Reglamentos	333
10.3	Normas nacionales	334
10.4	Normas internacionales	336
10.5	Publicaciones precedentes a esta Tesis	339

## **ANEXOS**

### **Anexo del Capítulo 2**

II.1	Clasificación de los tipos de exposición	343
II.2	Características de arenas trituradas provenientes de diferentes plantas	344

### **Anexo del Capítulo 3**

III.1	Influencia del proceso de producción sobre las características físicas del agregado	347
-------	---	-----

### **Anexo del Capítulo 4**

IV.1	Características de los agregados para hormigón según su origen geológico	352
------	--	-----

### **Anexo del Capítulo 5**

V.1	Aspectos geológicos de los materiales empleados en esta tesis	354
-----	---	-----

### **Anexo del Capítulo 7**

VII.1	Diseño de mezclas de hormigón	357
	VII.1.1. Diseño de mezcla de hormigón con arenas trituradas graníticas	357
	VII.1.2. Dosificaciones en volumen de hormigones con arena triturada	359

### **Anexo del Capítulo 8**

VIII	VIII.1. Difractogramas de los productos de corrosión depositados sobre la superficie de las vigas	362
	VIII.2. Análisis EDAX de los productos de corrosión	363

## LISTADO DE FIGURAS

Página

### Capítulo 2

2.1	Acopio de arena triturada granítica (Canteras Argentinas, Olavarría)	16
2.2	Mortero de asiento con arena triturada (a) - Asilo San José (Olavarría) (b)	16
2.3	Ensayo triaxial de mezclas asfálticas con arena natural y arena triturada	17
2.4	Registro de valores correspondientes al módulo de finura y contenido de polvo de arenas trituradas graníticas	19
2.5	Contenido de vacíos en arenas natural y triturada, en estados suelto y compactado	20
2.6	Recursos de agregados finos de la provincia de Buenos Aires	22
2.7	Influencia de la incorporación de arena natural sobre la consistencia	23
2.8	Variación del asentamiento en función del porcentaje del reemplazo de arena	23
2.9	Superficies de isorespuesta para contenidos de cemento de $350 \text{ kg/m}^3$	24
2.10	Grado de colmatación de hormigones vs. asentamiento	24
2.11	Recursos mineros de la Provincia de Buenos Aires relacionados con la tecnología del hormigón	28
2.12	Represas de Nihuil (Mendoza) (a) y de Salto Grande (Entre Ríos) (b)	33
2.13	Pavimento en Olavarría: construcción (a) – vista satelital ( <a href="http://www.maps.google.com">www.maps.google.com</a> ) (b)	34
2.14	Signos de corrosión de armaduras en una estructura de hormigón armado frente al mar en Necochea	35
2.15	Iglesia Nuestra Sra. del Rosario de María Ignacia - Vela	36
2.16	Ohio State University Stadium (a) – Henley Street Bridge (b)	38

### Capítulo 3

3.1	Esquema de una partícula y sus componentes de forma	49
3.2	Redondez según Wadell, Wentworth y Cailleaux	52
3.3	Esfericidad de Wadell vs. relación $V_p/V_{ec}$	54
3.4	Relación entre las curvas de esfericidad de Wadell, el factor de forma de Aschenbrenner y los índices de forma de ASTM, BS y USCE	54
3.5	Clasificación de Zingg de las formas de partículas	54
3.6	Gráfico de la esfericidad de máxima proyección	55
3.7	Gráficas para la determinación de la esfericidad y redondez (Powers)	56
3.8	Gráfico para determinar la esfericidad y redondez (Krumbein)	56
3.9	Efecto del tamaño de la fracción de agregado sobre el contenido de agua	58
3.10	Contenido de vacíos de mezclas de arenas natural silíceas y triturada granítica	59
3.11	Relación entre la fluidez de morteros, con diferentes proporciones <i>agregado/cemento</i> , y el contenido de arena natural	59
3.12	Relación entre la fluidez de morteros, con diferentes proporciones <i>agregado/cemento</i> , y el contenido de vacíos de la mezcla de arena suelta	59
3.13	Relación entre el número de angularidad del agregado grueso y el factor de	59

compactación del hormigón	
3.14	Número e índice de angularidad para mezclas de arenas triturada y natural 61
3.15	Comparación de los métodos A y C de la norma ASTM C 1252, y equipo para la medición del contenido de vacíos 65
3.16	Relación entre los valores de los ensayos ASTM D 3398 y NAA, Métodos A y B 66
3.17	Relación entre el contenido de vacíos de la arena suelta, el tiempo de escurrimiento y la fluidez de morteros 68
3.18	Esquema sobre la independencia entre rugosidad y el factor de rugosidad 70
3.19	Forma y textura superficial de las arenas natural ( <i>a</i> ), calcítica ( <i>b</i> ), dolomítica ( <i>c</i> ), granítica ( <i>d</i> ) y cuarcítica ( <i>e</i> ). 71
3.20	Superficie específica para diferentes diámetros considerando las partículas esféricas 73
3.21	Relación entre la superficie específica y el tamaño de la partícula 73
3.22	Volumen empaquetado de partículas de agregados 75
3.23	Comparación entre métodos A y C de la norma ASTM C 1252 76
3.24	Comparación entre métodos ASTM e IRAM para determinar el contenido de vacíos de la arena 76

#### Capítulo 4

4.1	Modelo del hormigón como material compuesto ( <i>a</i> ) – Corte de un hormigón ( <i>b</i> ) 80
4.2	Relación “ <i>esfuerzo-deformación</i> ” para agregado, pasta de cemento y hormigón 81
4.3	Resistencia de las fases del hormigón con diferentes agregados gruesos, granito y basalto 81
4.4	Velocidad de hidratación de los compuestos del cemento 83
4.5	Desarrollo de la resistencia de los compuestos puros 83
4.6	Espectros de intensidad de radiación X CuK $\alpha$ en función del ángulo de difracción $2\theta$ , para pasta con relación <i>a/c</i> = 0,24 84
4.7	Esquema de la pasta de cemento hidratada según el modelo de Powers 84
4.8	Porosidad en función de la relación <i>a/c</i> 85
4.9	Continuidad de los poros capilares en función de la relación <i>a/c</i> 85
4.10	Relación “Resistencia-permeabilidad-porosidad capilar” ( <i>a</i> ), y “Resistencia-permeabilidad- relación <i>gel/espacio</i> ” ( <i>b</i> ), en pastas de cemento 86
4.11	Grado de hidratación y resistencia a compresión de pastas con 20 % de filler calizo 88
4.12	Coefficiente de permeabilidad en función de la relación <i>a/c</i> 90
4.13	Porosidad por intrusión de mercurio en morteros con diferentes contenidos de arena ( <i>a</i> ), y resultados del modelo computacional usado para determinar la percolación por la zona interfacial en morteros con distintos contenidos de arena y espesores de la interfaz ( <i>b</i> ) 91
4.14	Efecto del contenido de agregado sobre el coeficiente de migración de cloruro 92
4.15	Relación entre la contracción por secado del hormigón respecto a la contracción de la pasta, en función del contenido de agregados 92
4.16	Esquema de la influencia de la microestructura, exposición anterior y factores de procesamiento de los agregados sobre las propiedades del hormigón 93
4.17	Módulo de elasticidad de las rocas y su relación con el del hormigón que las contiene como agregado grueso 94
4.18	Contracción de hormigones con diferentes agregados 95
4.19	Efecto del módulo de elasticidad del agregado sobre el creep relativo del hormigón 95
4.20	Variación de las resistencias a compresión del hormigón y de las interfaces, respecto 95

	a la resistencia del mortero	
4.21	Criterio de durabilidad para agregados frente a congelación y deshielo	98
4.22	Influencia de la naturaleza del agregado sobre la resistencia a la abrasión del hormigón	100
4.23	Desarrollo de la resistencia del hormigón, mortero e interfaz ( <i>H-30</i> , <i>H-60</i> y <i>H-90</i> )	110
4.24	Efecto de la adherencia “ <i>pasta-agregado</i> ” sobre la resistencia a compresión y el módulo de rotura del hormigón	111
4.25	Efecto del contenido de agregado grueso sobre la viscosidad plástica relativa del hormigón	114
4.26	Factor de requerimiento de agua en función de la relación agregado/cemento	116
4.27	Efecto de la granulometría sobre el factor de requerimiento de agua para <i>AN</i> y <i>AT</i>	116
4.28	Porosidad del hormigón en función de la relación <i>a/c</i> y del grado de hidratación	118
4.29	Permeabilidad al oxígeno ( <i>kO</i> ) vs. relación <i>a/c</i>	122
4.30	Permeabilidad al oxígeno ( <i>kO</i> ) vs. resistencia a compresión	122
4.31	Absorción capilar de hormigones con diferentes relaciones <i>a/c</i> y tiempos de curado	123
4.32	Esquema simplificado de la velocidad de corrosión de los metales	126
4.33	Modelo simplificado del deterioro del acero en el hormigón	128
4.34	Vida útil de una estructura en función del proceso de corrosión de armaduras	128
4.35	Pila de corrosión en hormigón armado	130
4.36	Volumen de óxidos e hidróxidos de hierro respecto al volumen de hierro corroído	130
4.37	Variación de la sección de la armadura en función de la densidad de corriente de corrosión	132
4.38	Umbral de cloruros en función de la calidad del hormigón y la humedad relativa	135
4.39	Velocidad de corrosión en función de la relación molar $[Cl^-]/[OH^-]$	135
4.40	Relación entre el riesgo de corrosión y el contenido de cloruros	136
4.41	Perfiles de cloruros en hormigones con diferentes valores del coeficiente aparente de difusión después de 10 años de exposición	137
4.42	Efecto de la escoria de alto horno sobre la difusividad de cloruros del hormigón	138
4.43	Efecto del material cementíceo en la probabilidad de corrosión	138
4.44	Difusión de cloruros en función de la velocidad de succión capilar	139
4.45	Efecto del reemplazo de cemento por humos de sílice sobre el <i>pH</i> de la solución de poros	139
4.46	Influencia del curado sobre la profundidad de carbonatación con diferentes pastas de cemento	141
4.47	Influencia de la relación <i>a/c</i> sobre la profundidad de carbonatación para diferentes curados	141
4.48	Tiempo de iniciación de la corrosión en función del espesor del recubrimiento y el coeficiente aparente de difusión para $C_s = 5\%$ y un umbral de $1\%$ de cloruros en masa del cemento	142
4.49	Perdida de radio hasta la aparición de fisura con ancho máximo $\geq 0,05$ mm, en función de la relación “ <i>recubrimiento/diámetro</i> ” ( <i>a</i> ) – Ancho de fisura en función de la relación <i>a/c</i> ( <i>b</i> )	143

## Capítulo 5

5.1	Difractograma del cemento <i>CP-4</i>	149
5.2	Difractograma de humos de sílice	149
5.3	Difractograma del polvo de roca granítica	151

5.4	Granulometría del polvo de roca (fracción menor de 75 $\mu\text{m}$ )	151
5.5	Granulometrías de mezclas de arena triturada y arena natural fina	153
5.6	Factor de empaque en función del contenido de arena natural de bajo módulo de finura	153
5.7	Modificación de la granulometría del agregado fino por la incorporación de polvo	157
5.8	Variación del factor de empaque	157
5.9	Influencia del contenido de polvo sobre el factor de empaque de la arena triturada granítica	158
5.10	Vigas en ensayo ( <i>a</i> ) – Contraelectrodo y fisuras iniciales ( <i>b</i> )	166
5.11	Disposición de la armadura en los encofrados y vigas recién moldeadas	168
5.12	Esquema de las armaduras de las vigas	168

## Capítulo 6

6.1	Relación entre el contenido de agua y el asentamiento para hormigones con arena triturada granítica	171
6.2	Relación entre los principales parámetros que gobiernan el estado fresco del hormigón	171
6.3	Volumen de pasta para hormigones con arenas natural silíceas y triturada granítica	172
6.4	Capacidad y velocidad de exudación de hormigones con arenas natural silíceas y triturada granítica	172
6.5	Fluidez de hormigones con diferentes aditivos químicos	176
6.6	Consistencia de hormigones con diferentes aditivos químicos	176
6.7	Descripción esquemática del umbral de cizallamiento y de la viscosidad plástica ( <i>a</i> ); Esquema de la reología de hormigones con arenas trituradas y aditivos químicos ( <i>b</i> ).	177
6.8	Influencia del contenido de polvo sobre la capacidad de exudación	179
6.9	Influencia del contenido de polvo sobre la velocidad de exudación	180
6.10	Efecto del contenido de partículas menores de 300 $\mu\text{m}$ sobre la capacidad de exudación	181
6.11	Efecto del contenido de partículas menores de 300 $\mu\text{m}$ sobre la velocidad de exudación	182
6.12	Relación entre el diámetro característico de la arena y la capacidad de exudación de las Series <i>H</i> y <i>H<sub>p</sub></i>	183
6.13	Relación entre el diámetro característico de la arena y la velocidad de exudación de las Series <i>H</i> y <i>H<sub>p</sub></i>	183

## Capítulo 7

7.1	Resistencia a compresión de hormigones con arenas trituradas graníticas en función de la relación <i>a/c</i>	187
7.2	Influencia de la forma y textura del agregado fino sobre la resistencia a compresión del hormigón	188
7.3	Influencia de la forma y textura del agregado fino sobre la resistencia a tracción del hormigón	188
7.4	Resistencia a compresión a 7 días de las Series 1 y 2	189
7.5	Resistencia a compresión a 28 días de las Series 1 y 2	189

7.6	Desarrollo de la resistencia a compresión del hormigón con diferentes contenidos de arena natural	190
7.7	Resistencia a compresión del hormigón en función del contenido de arena natural	190
7.8	Desarrollo de la resistencia a tracción por compresión diametral de hormigones	191
7.9	Desarrollo de la resistencia a flexión de hormigones	191
7.10	Resistencia a compresión del mortero en función del contenido de arena natural silícea	191
7.11	Desarrollo de la resistencia a compresión y del grado de hidratación de AN-530	193
7.12	Desarrollo de la resistencia a compresión y del grado de hidratación de HAR	193
7.13	Desarrollo del módulo de elasticidad de HAR con diferentes arenas trituradas	193
7.14	Resistencia a compresión de hormigones con arenas trituradas graníticas de acuerdo a diferentes teorías	196
7.15	Resistencia normalizada para hormigones con arena natural y triturada	198
7.16	Relación entre las resistencias a compresión a 7 y 28 días	199
7.17	Relación entre resistencia a compresión y el módulo de elasticidad	199
7.18	Superficie de iso-respuesta para la resistencia a compresión en función del contenido de arena natural y la edad	201
7.19	Relación entre las resistencias a compresión del hormigón y su correspondiente mortero	202
7.20	Resistencia a compresión del hormigón en función de la relación “gel/espacio”	202
7.21	Módulo de elasticidad del hormigón en función de la resistencia a compresión	203
7.22	Resistencia a flexión de hormigones en función del contenido de arena natural silícea	203
7.23	Relación entre las resistencias a compresión y tracción de los hormigones	203
7.24	Resistencia a compresión vs. relación “gel/espacio”	205
7.25	Relación entre las resistencias a compresión de morteros y hormigones	205
7.26	Relación entre la resistencia a compresión y el módulo de elasticidad	206
7.27	Resistencia a compresión de morteros vs. Grado de hidratación	206
7.28	Resistencia a compresión de morteros vs. Porosidad capilar	207
7.29	Resistencia a flexión de morteros vs. Porosidad capilar	207
7.30	Absorción de morteros vs. Cemento hidratado	207
7.31	Relación “gel/espacio” vs. resistencia de los hormigones	208
7.32	Resistencia a compresión del mortero vs resistencia del hormigón	208
7.33	Contracción por secado de morteros y pasta de cemento con igual relación $a/c = 0,50$	210
7.34	Contracción por secado de morteros con fluidez constante (Flow = $47 \pm 12$ %)	211
7.35	Pérdida de agua en función del tiempo	211
7.36	Contracción por secado de los morteros y pasta de cemento vs. pérdida de agua	213
7.37	Curva de rehumedecimiento de morteros y pasta de cemento con igual relación $a/c$	214
7.38	Curva de rehumedecimiento de los morteros con fluidez constante	214
7.39	Variación del peso de las probetas en el proceso de secado y rehumedecimiento	215
7.40	Ensayo de succión capilar de los hormigones de la Serie 1, con curado normal	217
7.41	Ensayo de succión capilar de los hormigones de la Serie 2, con curado normal	217
7.42	Efecto del curado sobre la succión capilar de los hormigones de la Serie 1	218
7.43	Efecto del curado sobre la succión capilar de los hormigones de la Serie 2	218
7.44	Curva de succión capilar Serie 3 (HAP)	220
7.45	Ensayo de succión capilar vs. resistencia a compresión (Series 1 y 2)	221
7.46	Curvas promedio de los ensayos de succión capilar	223
7.47	Relación entre la resistencia a compresión y la VSC, para las 3 series de vigas	225
7.48	Resistencia a compresión vs. relación $a/(c+p)$	227



7.49	Resistencia a tracción por compresión diametral vs. relación $a/(c+p)$	228
7.50	Resistencia a compresión de los hormigones Serie H	229
7.51	Absorción de agua de los hormigones con porcentajes variables de polvo	229
7.52	Resistencia a compresión vs. relación $a/c_{efectiva}$	230
7.53	Resistencia a tracción por compresión diametral vs. relación $a/c_{efectiva}$	231
7.54	Resistencia a compresión en función de la relación “gel/espacio”	232
7.55	Resistencia a compresión del hormigón vs. contenido de material cementante hidratado	233
7.56	Relación entre la resistencia y el módulo de elasticidad	233
7.57	Evolución del grado de hidratación relativo de los hormigones	234
7.58	Resistencia a compresión en función de la porosidad capilar	234
7.59	Resistencia a compresión en función de la relación “gel/espacio”	235
7.60	Relación entre la resistencia a compresión y la absorción de agua	235

## Capítulo 8

8.1	Relación entre el coeficiente de carbonatación y la velocidad de succión capilar	243
8.2	Relación entre el coeficiente de carbonatación y la resistencia del hormigón	243
8.3	Relación entre el coeficiente de carbonatación y la absorción del hormigón	243
8.4	Influencia de la resistencia del hormigón sobre los tiempos de iniciación y de vida útil estimada, para $\phi = 16$ mm y 30 mm de recubrimiento (EHE-2008)	244
8.5	Influencia de la relación “C/ $\phi$ ” sobre los tiempos de propagación y de vida útil estimada (EHE-2008)	244
8.6	Abaco para la obtención de la vida útil y el recubrimiento, para calidades de hormigón entre H-20 y H-50	246
8.7	Tiempo de iniciación para diferentes hormigones empleando el modelo de la Instrucción EHE-2008	246
8.8	Tiempo de vida útil estimada para diferentes hormigones según el modelo de la Instrucción EHE-2008	247
8.9	Fisuras de la parte central de la viga al final del experimento (las líneas verticales indican la posición de los estribos)	249
8.10	Evolución de la longitud de fisuras en el tiempo (Serie 1)	249
8.11	Evolución del ancho máximo de fisura en el tiempo (Serie 1)	251
8.12	Evolución de la fisuración de las vigas de hormigón armado en el tiempo (Serie 1)	251
8.13	Evolución de las áreas de fisuras con la profundidad media de penetración de la corrosión	252
8.14	Longitud de fisuras vs. profundidad media de penetración de la corrosión	253
8.15	Ancho máximo de fisuras vs. profundidad media de penetración de la corrosión	253
8.16	Variación de los potenciales de corrosión con el tiempo (Serie 1)	254
8.17	Variación de los potenciales de corrosión con el tiempo, promedio de las cuatro vigas (Serie 1)	254
8.18	Barras corroídas extraídas de las vigas después de finalizado el ensayo (a), estribos corroídos (b) y armadura inferior no afectada (c)	255
8.19	Comparación entre el modelo de Vidal y los resultados experimentales	257
8.20	Evolución relativa del ancho y de la longitud de fisuras	258
8.21	Relación entre el daño final y la velocidad de succión capilar: (a) a 24 hs y, (b) s/IRAM 1871(Serie 1)	260

8.22	Relación entre la velocidad de crecimiento del daño y de succión capilar, ( <i>a</i> ) a 24 hs y ( <i>b</i> ) s/IRAM 1871	260
8.23	Relación entre el ancho máximo final de fisuras y la resistencia a compresión del hormigón	261
8.24	Relación entre el área final de fisuras y la resistencia a compresión del hormigón	261
8.25	Evolución de la longitud de fisuras en el tiempo (Serie 2, $a/c = 0,50$ )	263
8.26	Evolución del ancho máximo de fisura en el tiempo (Serie 2, $a/c = 0,50$ )	263
8.27	Evolución de la fisuración de las vigas de hormigón armado en el tiempo (Serie 2, $a/c = 0,50$ )	263
8.28	Evolución de las áreas de fisuras con la profundidad media de penetración de la corrosión	264
8.29	Longitud de fisuras vs. profundidad media de penetración de la corrosión	264
8.30	Ancho máximo de fisuras vs. profundidad media de penetración de la corrosión	264
8.31	Variación de los potenciales de corrosión con el tiempo (Serie 2, $a/c = 0,50$ )	265
8.32	Variación de los potenciales de corrosión con el tiempo, promedio de las cuatro vigas (Serie 2, $a/c = 0,50$ )	265
8.33	Evolución relativa del ancho y de la longitud de fisuras (Serie 2, $a/c = 0,50$ )	267
8.34	Comparación de valores experimentales con resultados de otros autores, ( <i>a</i> ) Serie 1, ( <i>b</i> ) Serie 2	268
8.35	Relación entre los anchos de fisuras de los hormigones de las Series 1 y 2	270
8.36	Ancho de fisura vs. " $P_x/R_o$ " para las vigas de la Serie 1	272
8.37	Ancho de fisura vs. " $P_x/R_o$ " para las vigas de la Serie 2	273
8.38	Ancho de fisura vs. " $P_x/(C/\phi)$ " para las vigas de la Serie 1	273
8.39	Ancho de fisura vs. " $P_x/(C/\phi)$ " para las vigas de la Serie 2	274
8.40	Relación entre las áreas de fisuras de las Series 1 y 2	275
8.41	Áreas de fisuras vs. " $P_x/(C/\phi)$ " para las vigas de la Serie 1	275
8.42	Áreas de fisuras vs. " $P_x/(C/\phi)$ " para las vigas de la Serie 2	276
8.43	Modelo utilizado para la estimación de esfuerzos durante el proceso de corrosión	278
8.44	Evolución de la longitud de fisuras en el tiempo (Serie 3)	279
8.45	Evolución del ancho máximo de fisura en el tiempo (Serie 3)	280
8.46	Evolución de la fisuración de las vigas de hormigón armado en el tiempo (Serie 3)	280
8.47	Fisura longitudinal lateral de la viga HAN	281
8.48	Evolución de las áreas de fisuras con la profundidad media de penetración de la corrosión (Serie 3)	281
8.49	Longitud de fisuras vs. profundidad media de penetración de la corrosión (Serie 3)	281
8.50	Ancho máximo de fisuras vs. profundidad media de penetración de la corrosión (Serie 3)	281
8.51	Barra superior de acero corroída ( <i>a</i> ); Barra de acero sin corrosión de la parte inferior de la viga ( <i>b</i> )	282
8.52	Barras de acero después de 110 días de ensayo (Serie 3)	282
8.53	Difractograma de los productos de corrosión (Serie 3)	283
8.54	Evolución relativa del ancho y de la longitud de fisuras (Serie 3)	284
8.55	Relación entre los anchos de fisuras de los hormigones de las Series 1 y 3	285
8.56	Ancho de fisuras vs. " $P_x/(R_o)$ " para las vigas de la Serie 3	286
8.57	Ancho de fisuras vs. " $P_x/(C/\phi)$ " para las vigas de la Serie 3	286
8.58	Relación entre las áreas de la Serie 3 y la Serie 1	287
8.59	Áreas de fisuras vs. " $P_x/(C/\phi)$ " para las vigas de la Serie 3.	288
8.60	Tiempo de aparición de la primera fisura vs. resistencia a compresión	289

8.61	Tiempo de aparición de la primera fisura vs. velocidad de succión capilar	289
8.62	Tiempo de aparición de la primera fisura vs. relación $a/mc$ .	290
8.63	$P_x$ para la aparición de la primera fisura vs. relación $a/mc$	290
8.64	Tiempo de aparición de la primera fisura vs. penetración de la corrosión, $P_x$	290
8.65	Área de fisuras vs. velocidad de succión capilar	291
8.66	Área de fisuras vs. resistencia a la compresión	291
8.67	Área de fisuras vs. % vacíos de la arena retenida sobre el tamiz N° 200	291
8.68	Área de fisuras vs. % de vacíos de la arena en estado suelto	291
8.69	Ancho de fisuras vs. % de vacíos de la arena retenida sobre el tamiz N° 200	292
8.70	Relación entre la pérdida del acero y el ancho máximo de fisura al final del ensayo	292

## FIGURAS DE LOS ANEXOS

### Anexo del Capítulo 2

II.1	Curvas granulométricas de arenas “0-3 mm” – Canteras Argentinas	345
II.2	Curvas granulométricas de arenas “0-3 mm-D” – Canteras Argentinas	345
II.3	Curvas granulométricas de arenas “0-3 mm-T” – Canteras Argentinas	346
II.4	Curvas granulométricas de arenas “0-6 mm” – C.U. Sierra Chica	346
II.5	Curvas granulométricas de arenas “0-6 mm” – A. Guerrico S.A.	346

### Anexo del Capítulo 3

III.1	Mecanismos de fractura de las rocas. Granulometrías típicas de diferentes trituradoras	348
III.2	Curvas granulométricas de roca caliza variando la separación entre placas y barras de la trituradora de martillos	350
III.3	Análisis granulométrico del material en tres etapas de trituración	350

### Anexo del Capítulo 7

VII.1	Resistencia normalizada vs. relación $c/a$	357
VII.2	Resistencia a compresión para diferentes $f'_{c0,50}$	358
VII.3	Nomograma para dosificar hormigones elaborados con arena triturada granítica	359
VII.4	Resistencia a compresión de hormigones con arenas trituradas graníticas vs. la relación agregado/cemento	360
VII.5	Nomograma para la dosificación por volumen, en base a un volumen de cemento, para dos rangos de consistencias	361

### Anexo del Capítulo 8

VIII.1	Difractograma de los productos de corrosión de la viga con hormigón <i>HC</i> (Serie 3)	362
VIII.2	Difractograma de los productos de corrosión de la viga con hormigón <i>HD</i> (Serie 3)	362
VIII.3	Difractograma de los productos de corrosión de la viga con hormigón <i>HG</i> (Serie 3)	363
VIII.4	Difractograma de los productos de corrosión de la viga con hormigón <i>HAN</i> (Serie 3)	363
VIII.5	Elementos químicos de los productos de corrosión cercanos a la barra, vista de la pantalla del SEM (a), y zona analizada por la sonda EDAX (Serie 3)	364
VIII.6	Elementos químicos de los productos de corrosión de las diferentes vigas y de la zona cercana a las armaduras	364
VIII.7	Muestra de los productos de corrosión	365

# LISTADO DE TABLAS

## Capítulo 1

Página

- |     |  |   |
|-----|--|---|
| 1.1 | Producción de agregados y consumo de agregados para hormigón por habitante, en T/año | 1 |
|-----|--|---|

## Capítulo 2

- |     |   |    |
|-----|---|----|
| 2.1 | Requerimientos para la angularidad del agregado fino, como porcentaje de vacíos levemente compactado                        | 17 |
| 2.2 | Resistencia a la compresión y a tracción por compresión diametral, a 28 días  | 24 |
| 2.3 | Rendimiento de los hormigones con mezcla de arenas trituradas y natural silícea fina  | 25 |
| 2.4 | Producción de rocas en la provincia de Buenos Aires relacionadas con la industria de la construcción                        | 28 |
| 2.5 | Producción de rocas en la provincia de Buenos Aires, por partido  | 28 |
| 2.6 | Valores límites del contenido de polvo en agregados finos en diferentes países  | 41 |
| 2.7 | Contenido máximo de finos menores de 75 $\mu\text{m}$ (ACI 207-89) en función del índice de plasticidad y el límite líquido | 42 |

## Capítulo 3

- |      |   |    |
|------|---|----|
| 3.1  | Clasificación de la redondez de las partículas  | 52 |
| 3.2  | Clasificación de la forma de las partículas de los agregados (BS 812)   | 52 |
| 3.3  | Clasificación de las partículas, según la esfericidad (Folk, 1973)  | 54 |
| 3.4  | Índices de forma según Zingg y la norma ASTM C 125  | 55 |
| 3.5  | Esfericidad y tamaño de partículas con igual susceptibilidad al movimiento  | 56 |
| 3.6  | Valores del coeficiente de forma $C$ para distintos materiales (Janoo, 1998)  | 61 |
| 3.7  | Contenido de vacíos, en %, de arenas compactadas con diferentes $MF$ y angularidad                                    | 61 |
| 3.8  | Granulometría Norma ASTM C 1252 – Método A  | 65 |
| 3.9  | Clasificación de la textura superficial de las partículas de agregados (BS 812)                                       | 71 |
| 3.10 | Superficie específica de diferentes agregados, en $\text{cm}^2/\text{cm}^3$   | 73 |
| 3.11 | Número de angularidad versus otras propiedades del agregado grueso (Ozol, 1978)                                       | 75 |
| 3.12 | Superficie específica ( $\text{cm}^2/\text{cm}^3$ ) y factor de angularidad para diferentes materiales (Powers, 1968) | 75 |
| 3.13 | Valores de experiencias propias empleando los métodos de las normas ASTM C 1252 e IRAM 1548                           | 76 |

## Capítulo 4

- |     |  |    |
|-----|--|----|
| 4.1 | Estructura del hormigón como material compuesto  | 79 |
| 4.2 | Características de las distintas fases de la pasta hidratada de cemento                        | 83 |
| 4.3 | Intensidad de los picos de CH, obtenidos por $DRX$ , en función de la relación $a/c$ y la edad | 84 |
| 4.4 | Clasificación por tamaño de los poros de la pasta de cemento hidratada                         | 85 |
| 4.5 | Valores de los coeficientes para estimar el módulo de elasticidad del hormigón                 | 94 |

4.6	Propiedades del hormigón influenciadas por las características de los agregados ACI 621-61	96
4.7	Valores límites de las propiedades mecánicas de los agregados para diferentes tipos de hormigones (BS 882)	99
4.8	Valores límites de sustancias nocivas en el agregado fino (CIRSOC 201-05)	101
4.9	Propiedades ingenieriles de las rocas	102
4.10	Características de las rocas empleadas como agregados para el hormigón	103
4.11	Escala de calidades de rocas	104
4.12	Características deletéreas de los agregados que afectan al hormigón	106
4.13	Agregados de la República Argentina con antecedentes de RAS	108
4.14	Criterios de evaluación de arenas propuesto por Gjǫrv	117
4.15	Valores de las constantes de la Ecuación 4.13 para diferentes agregados	118
4.16	Período de curado requerido para lograr la segmentación de los poros capilares	120
4.17	Calificación del hormigón de recubrimiento	122
4.18	Especificación de <i>ICR</i> para diferentes tipos de exposición	123
4.19	Requisitos de durabilidad a cumplir por los hormigones en función del tipo de exposición de la estructura (CIRSOC 201-05)	124
4.20	Clasificación del hormigón en base al coeficiente de carbonatación (DURAR)	125
4.21	Clasificación del hormigón en base al coeficiente de difusión de cloruros para atmósfera marina o industrial	125
4.22	Perdidas en peso de aceros expuestos a distintas atmósferas	126
4.23	Reporte de daños en puentes de la Red Federal de Carretas, Instituto Mexicano del Transporte	127
4.24	Condiciones para que exista o no corrosión de armaduras	129
4.25	Periodo esperable de tiempo en función de la densidad de corriente	133
4.26	Comportamiento comparativo de diferentes aceros de construcción	134
4.27	Contenido máximo de ión cloruro en el hormigón endurecido	134
4.28	Recubrimientos para hormigón de acuerdo con el tipo de exposición	142
4.29	Clasificación del grado de agresividad en base a la humedad relativa ambiente	143

## Capítulo 5

5.1	Características de las arenas trituradas graníticas	146
5.2	Características de las arenas trituradas de otras mineralogías	146
5.3	Características de las arenas naturales silíceas	147
5.4	Características de los agregados gruesos	147
5.5	Características de los cementos portland	148
5.6	Características de materiales finos	150
5.7	Propiedades del polvo de roca granítica	150
5.8	Parámetros de la granulometría del polvo de roca	151
5.9	Dosificaciones de hormigones con arena triturada, en $\text{kg}/\text{m}^3$	153
5.10	Dosificaciones de hormigones con arenas natural silícea y triturada granítica, en $\text{kg}/\text{m}^3$	154
5.11	Dosificaciones de hormigones con arena triturada y reemplazos parciales de arena natural silícea de bajo módulo de finura, en $\text{kg}/\text{m}^3$	155
5.12	Dosificaciones de hormigones con arena triturada y aditivos químicos, en $\text{kg}/\text{m}^3$	156
5.13	Dosificaciones de los hormigones con arenas con diferentes contenidos de polvo	158

5.14	Dosificaciones de hormigones con agregado fino dolomítico, kg/m <sup>3</sup>	159
5.15	Dosificaciones de hormigones elaborados con arenas de diferentes orígenes mineralógicos (Series 1 y 2), en kg/m <sup>3</sup>	160
5.16	Dosificaciones de hormigones elaborados con arenas de diferentes orígenes mineralógicos, en kg/m <sup>3</sup> (Serie 3)	160
5.17	Dosificaciones de hormigones con diferentes % de arena natural, en kg/m <sup>3</sup>	161
5.18	Dosificaciones de las mezclas de hormigones de altas prestaciones, en kg/m <sup>3</sup>	162
5.19	Dosificaciones de los hormigones con arenas trituradas “0-3 mm” y “0-6 mm”, en kg/m <sup>3</sup>	162
5.20	Dosificaciones de los morteros, en gramos/pastón	163
5.21	Dosificaciones de las mezclas de hormigones con diferentes tipos de polvo de rocas, en kg/m <sup>3</sup>	164
5.22	Mezclas utilizadas en diferentes líneas de investigación que constituyen la presente tesis	164
5.23	Características de los aceros de armaduras	165

## Capítulo 6

6.1	Contenido de agua (kg/m <sup>3</sup> ) vs. Asentamiento (cm) para hormigones con diferentes tipos de arenas	170
6.2	Diámetro característico y factor de empaque de los agregados triturados y del polvo de roca	179
6.3	Propiedades mecánicas de los hormigones con agregados triturados graníticos	180

## Capítulo 7

7.1	Propiedades mecánicas de hormigones con agregado fino dolomítico	187
7.2	Densidad y características físicas de los agregados finos naturales	189
7.3	Propiedades mecánicas de morteros y hormigones con distintos porcentajes de arena natural	191
7.4	Contenido de cemento hidratado y resistencia a tracción por compresión diametral de los <i>HAR</i>	192
7.5	Evolución de la hidratación del cemento, en kg/m <sup>3</sup>	194
7.6	Propiedades mecánicas de morteros y hormigones, a 365 días.	195
7.7	Características del estado endurecido de los morteros y valores del coeficiente “ <i>n</i> ”	211
7.8	Propiedades de los hormigones en estado endurecido con curado normal	218
7.9	Propiedades de los hormigones en estado endurecido con curado deficitario	219
7.10	Propiedades de los hormigones <i>HAP</i> en estado endurecido, con curado normal	219
7.11	Variación de los parámetros asociados a los mecanismos de transporte, en %	224
7.12	Comportamiento resistente de hormigones con arenas trituradas respecto a hormigones con arenas naturales	236
7.13	Módulo de elasticidad de hormigones con arenas trituradas respecto a hormigones con arenas naturales	236
7.14	Contracción por secado de hormigones con arenas trituradas respecto a hormigones con arenas naturales	237
7.15	Succión capilar de hormigones con arenas trituradas respecto a hormigones con arenas naturales	237

## Capítulo 8

8.1	Espesores de carbonatación y constante de carbonatación	241
8.2	Espesores de carbonatación experimentales y calculados de acuerdo con la expresión de Khan, 2002	242
8.3	Cálculo de la vida útil de una estructura de hormigón armado de acuerdo con el modelo de la Instrucción EHE-2008	245
8.4	Evolución de la morfología de las fisuras de la viga <i>HG</i> , cara superior.	250
8.5	Evolución de la morfología de las fisuras de la viga <i>HG</i> , caras laterales	250
8.6	Valores menores del potencial de corrosión ( <i>CSC</i> ), medidos en las probetas con hormigón de $a/c = 0,45$	254
8.7	Relación entre la longitud total de fisuras y el tiempo	256
8.8	Relación entre el ancho máximo de fisura y el tiempo	256
8.9	Relación entre el daño área de fisuras de vigas y el tiempo (Serie 1)	258
8.10	Relación entre la escala de tiempo y la de profundidad media de penetración de la corrosión	259
8.11	Valores menores del potencial de corrosión ( <i>CSC</i> ), medidos en las probetas con hormigón de $a/c = 0,50$	265
8.12	Relación entre la longitud total de fisuras y el tiempo (Serie 2, $a/c = 0,50$ )	266
8.13	Relación entre el ancho máximo de fisura y el tiempo (Serie 2, $a/c = 0,50$ )	266
8.14	Relación entre el daño área de fisuras de vigas y el tiempo (Serie 2, $a/c = 0,50$ )	266
8.15	Ecuaciones 8.9 y 8.10 para los hormigones de las Series 1 y 2, y para las referencias	272
8.16	Ecuaciones para los hormigones de las Series 1 y 2, y para curvas de referencia	276
8.17	$P_{X_{crit}}$ en función de diferentes relaciones geométricas, empleando diferentes modelos de fisuración (Torres-Acosta, 1999)	277
8.18	Valores de $P_{X_{crit}}$ de las vigas de hormigón armado con $a/c = 0,45$ , experimentales y calculados con diferentes modelos	278
8.19	Relación entre la longitud total de fisuras y el tiempo (Serie 3)	283
8.20	Relación entre el ancho máximo de fisura y el tiempo (Serie 3)	284
8.21	Relación entre el daño área de fisuras de vigas y el tiempo (Serie 3)	285
8.22	Ecuaciones 8.9 y 8.10 para los hormigones de las Series 1 y 2, y para las referencias	287
8.23	Ecuaciones para los hormigones de la Serie 3, y para curvas de referencia	288
8.24	Tiempo $t_{0,50}$ para vigas de hormigón elaborados con diferentes arenas	293

## TABLAS DE LOS ANEXOS

### Anexo del Capítulo 2

II.1	Clases de exposición generales que producen corrosión de armaduras	343
II.2	Clases específicas de exposición que pueden producir degradación distinta de la corrosión de armaduras	344
II.3	Características de arenas trituradas graníticas de diferentes canteras	345

### Anexo del Capítulo 3

III.1	Índice Bond para diferentes tipos de rocas	347
III.2	Parámetros del comportamiento de trituradoras	349
III.3	Composición mineralógica del granito y formas de las partículas obtenidas	351

<b>Anexo del Capítulo 4</b>		
IV.1	Características de agregados de rocas ígneas	352
IV.2	Características de agregados de rocas sedimentarias silíceas	352
IV.3	Características de agregados de rocas sedimentarias carbonáticas	353
<b>Anexo del Capítulo 5</b>		
V.1	Análisis comparativo de la adherencia y otras propiedades de los agregados	356
<b>Anexo del Capítulo 7</b>		
VII.1	Cantidad de material por balde de albañil, estudio basado en 64 determinaciones	360
<b>Anexo del Capítulo 8</b>		
VIII.1	Elementos químicos de los productos de corrosión de las diferentes vigas y de la zona cercana a las armaduras	364

## NOTACIONES Y SIMBOLOGÍA

### Nomenclatura General

<i>a/c</i>	Agua/cemento, en peso
<i>a/mc</i>	Agua/material cementíceo, en peso
AATH	Asociación Argentina de Tecnología del Hormigón
ACI	American Concrete Institute
AN	Arena natural
ASTM	American Standard Testing Materials
AT	Arena triturada
BS	Norma británica
<i>c/a</i>	Cemento/agua, en peso
CEB	Comité Euro-internacional del Hormigón
CEMBUREAU	The European Cement Association
CIRSOC	Centro de Investigación de los Reglamentos Nacionales de Seguridad para las Obras Civiles
CP ARI	Cemento portland de alta resistencia inicial
CPC	Cemento portland compuesto
CPF	Cemento portland fillerizado
CPN	Cemento portland normal
DNV	Dirección Nacional de Vialidad
DRX	Difracción por rayos X
<i>Dv/dy</i>	Gradiente de velocidad
$E_a$	Módulo de elasticidad del agregado grueso
$E$	Módulo de elasticidad estático a la compresión del hormigón
$E_d$	Módulo de elasticidad dinámico del hormigón
EN	Norma europea
$f'_c$	Resistencia de rotura a compresión del hormigón.
$f'_{ck}$	Resistencia característica de rotura a compresión del hormigón, especificada.
$f'_{ct}$	Resistencia de rotura a tracción por compresión diametral del hormigón.



$f'_{ctk}$	Resistencia característica de rotura a tracción por compresión diametral del hormigón.
FIB	Fédération Internationale du Béton
GPa	Giga Pascal
HC	Hormigón convencional
HAP	Hormigón de alta performance
HAR	Hormigón de alta resistencia
HCR	Hormigón compactado a rodillo
ICPA	Instituto del Cemento Pórtland Argentino
IRAM	Instituto de Argentino de Normalización
LEMIT-CIC	Laboratorio de Entrenamiento Multidisciplinario para la Investigación Tecnológica
MEB	Microscopía electrónica de barrido
MF	Módulo de finura
Mt	Millones de toneladas
MPa	Mega Pascal
NCSA	National Crushed Stone Association
NAA	National Aggregate Association
NIST	National Institute of Standards and Technology
PCA	Portland Cement Association
PRAEH	Proyecto de Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón (1964)
RILEM	International Union of Testing and Research Laboratories for Materials and Structure
SE	Superficie específica
UNE	Norma española
UNIT	Instituto Uruguayo de Normas Técnicas
USCE	U.S. Corps of Engineers

### Nomenclatura de la Química del Cemento

$\alpha$	Grado de hidratación
$Al_2O_3$	Oxido de aluminio
$C_2S$	Silicato bicálcico
$C_3A$	Aluminato tricálcico
$C_3S$	Silicato tricálcico
$C_4AF$	Ferroaluminato tetracálcico
CaO	Oxido de calcio
CaSO <sub>4</sub>	Sulfato de calcio
CH	Hidróxido de calcio
FeO <sub>3</sub>	Oxido de hierro
K <sub>2</sub> O	Oxido de potasio
MgO	Oxido de magnesio
SEB	Superficie específica Blaine
SO <sub>3</sub>	Trióxido de azufre
SCH	Silicato de calcio hidratado
AMA	Adiciones minerales activas
CPN	Cemento portland normal
$C_6A_2S_3H_{32}$	Etringita
CSH <sub>2</sub>	Yeso

Tantas veces me mataron, tantas veces me morí, sin embargo estoy aquí, resucitando.  
Gracias doy a la desgracia, y a la mano con puñal, porque me mató tan mal, y seguí cantando. M.E. Walsh

**“Caracterización de la Durabilidad de Hormigones con Arenas de Trituración”**



## **Capítulo 1**

### **INTRODUCCION Y OBJETIVOS**

## Capítulo 1

### INTRODUCCION Y OBJETIVOS

#### 1.1. - Consideraciones Generales

Las características más importantes del hormigón, que es el principal material utilizado para la ejecución de obras civiles, son: resistencia mecánica, durabilidad, rigidez, economía y facilidad de producción. Este material resulta económico, en parte, por que se puede elaborar con una amplia gama de agregados, generalmente de disponibilidad regional. Sin embargo, no todos los agregados disponibles tienen una calidad que se encuadre entre los requisitos establecidos en las normas y reglamentos. Actualmente existen conocimientos sobre la estructura y comportamiento del hormigón, como así también posibilidades tecnológicas que permiten, con estos agregados, obtener hormigones y por ende, estructuras sustentables con resistencia y durabilidad adecuadas.

En general, las propiedades y características del hormigón dependen de varios factores sin embargo, siendo los agregados, su mayor constituyente, resultan, un factor crítico. En este sentido, las características de los agregados tienen un importante efecto sobre la performance de la estructura en la que son usados. Ellos ocupan entre el 70 y 80 % del volumen de hormigón. En la Tabla 1.1 se indica, a modo de ejemplo, la producción de agregados totales en diferentes países, por habitante y por año, como así también, el consumo de agregados para hormigón que alcanza un valor promedio del orden de 25-35% del total y cercano a 2 T/año por habitante en los países con gran desarrollo económico (Alexander, 2005). Estos conceptos indican la importancia en la profundización y ampliación de los estudios científicos sobre los agregados, y también, sobre su influencia en el comportamiento mecánico-durable del hormigón, conforme surgen nuevas necesidades, aplicaciones y tecnologías.

**Tabla 1.1:** Producción de agregados y consumo de agregados para hormigón por habitante, en T/año.

País	Producción de agregados por habitante	Agregados para hormigón por habitante	País	Producción de agregados por habitante	Agregados para hormigón por habitante
Noruega	14	---	USA	8	2,40
Francia	7	2,10	Japón	6	1,80
Italia	6	1,80	India	---	0,35
UK	4	1,20	China	---	1,50
Holanda	3	---	Sudáfrica	---	0,65
Brasil	2,1	---	Argentina	1,36	---

El hormigón constituye, a partir de fines del siglo XIX, un material de invaluable importancia en la ingeniería civil. Sus propiedades hidráulicas hacen que en muchos emprendimientos sea insustituible. Los conocimientos disponibles sobre el hormigón no son pocos, y su aplicación se puede remontar hasta varios siglos atrás. Las exigencias de nuevas técnicas de producción y colocación, el cuidado del medio ambiente, y el desarrollo de nuevos materiales inducen a promover el incremento y profundización de los conocimientos existentes.

Resulta importante considerar que el hormigón armado es sensible a los procesos de fabricación y curado; y que presenta una problemática importante, cuando las características del material y el ambiente de exposición no se corresponden, que es la corrosión de las armaduras. En la bibliografía se incluyen importantes estudios sobre diferentes aspectos de la corrosión del acero: mecanismo de corrosión, proceso de iniciación y de propagación, modelos de diseño por durabilidad (vida útil), técnicas de medición de la corrosión, métodos de prevención y reparación, influencia de la dosificación y el curado, etc. (Bazant, 1979; Helene, 1993; Alonso, 1994; Sagües, 1996; Andrade, 2009 y 2010; Shodja, 2010). Aunque la influencia del tipo de agregado fino sobre la durabilidad del hormigón es un tema que no ha sido desarrollado en la bibliografía.

La relevancia del tema de esta tesis se basa en la necesidad, por cuestiones económicas, de utilizar materiales disponibles a nivel regional para la ejecución de hormigones, y en la importancia de construir estructuras donde la durabilidad sea el principal requisito de modo de asegurar una determinada vida útil. También resulta relevante el estudio del tema ya que la cantidad y las características de la arena de trituración afectan la terminación superficial, la fricción interna y la exudación del hormigón, modificando al material obtenido y su comportamiento frente a las exigencias de carga y/o ambientales.

Adam Neville sostiene que para *“hacer un hormigón “malo” -que a menudo es una sustancia de inadecuada consistencia la cual, al endurecerse, se convierte en una masa no homogénea con cavidades- hay que mezclar cemento, agregados y agua. Aunque parezca extraño, los ingredientes del hormigón “bueno” son exactamente los mismos; la diferencia radica tan sólo en los conocimientos prácticos, el “saber cómo”, que a menudo no representa ningún costo adicional. Entonces, para realizar un buen hormigón existen dos criterios generales: el hormigón no sólo debe ser satisfactorio en su estado endurecido, sino también en su estado fresco, cuando se transporta de la mezcladora y se coloca en los encofrados (Neville, 1988).*

La *Tecnología del Hormigón* ha evolucionado significativamente en las últimas décadas debido a la aplicación de métodos de estudios científicos para el mejoramiento de la estructura interna de este material, por el conocimiento preciso de los mecanismos de rotura y de degradación, a lo cual debe sumarse la producción de nuevos aditivos y el empleo de adiciones minerales activas. Aunque la mayoría de las investigaciones desarrolladas en este campo en décadas pasadas estuvo orientada a evaluar la pasta de cemento (incluyendo el cemento, adiciones y aditivos), dado que la manipulación inteligente de ella permite obtener hormigones con un amplio rango de propiedades, tales como los hormigones de alta performance o los autocompactantes. En cambio, las investigaciones relacionadas con los agregados han estado focalizadas, casi con exclusividad, a los aspectos vinculados con la reactividad de los mismos frente a los álcalis y a los estudios sobre agregados para hormigones especiales (livianos, pesados). Este hecho se ve reflejado de algún modo en la existencia de una escasa bibliografía específica sobre agregados para hormigón (Alexander, 2005).

Para P. Kumar Mehta, el hormigón es el material manufacturado más usado porque ofrece adecuadas propiedades ingenieriles con un bajo costo, ahorro energético y beneficios ecológicos. Por lo que es *“necesario que los ingenieros conozcan más acerca del hormigón que de otros materiales de*

*construcción*” (Metha, 1993). Finalmente, si el comportamiento del hormigón, como material de construcción, fuese invariablemente satisfactorio en cada uno de sus aspectos, habría pocos argumentos para continuar y profundizar las investigaciones. Sin embargo no siempre se tiene una prestación satisfactoria, y quizás una evidencia de esta situación es que la investigación en el campo de la tecnología del hormigón continúa en todos los países industrializados (Powers, 1968).

## **1.2.- Objetivos Generales de la Tesis**

Los objetivos generales son los siguientes:

- Avanzar en el conocimiento científico del efecto de la forma y textura superficial del agregado fino, sobre las principales características del hormigón en estado fresco y endurecido, orientado al empleo de arenas trituradas en el hormigón de cemento portland.
- Analizar experimentalmente, los efectos de los cambios en las dosificaciones y en las características físicas de la interfaz *“pasta-agregado fino”* (originados por la presencia de partículas de agregado fino triturado), sobre la durabilidad del hormigón armado, especialmente en los procesos corrosivos de las armaduras expuestas a un ambiente agresivo.

### **1.2.1.- Objetivos Particulares**

En lo referente a los objetivos particulares, y directamente vinculados con los anteriores, se pretende arribar a los siguientes:

- Aportar conocimientos que propicien cambios en las normativas y reglamentaciones, referidas a las estructuras de hormigón armado, que permitan un empleo menos restringido de las arenas trituradas.
- Evaluar soluciones tecnológicas para mejorar las propiedades de los hormigones con arenas trituradas.
- Establecer recomendaciones vinculadas con la durabilidad de estructuras de hormigón, realizadas con arenas trituradas.

## **1.3.- Importancia Científico-Tecnológica del Tema**

En términos generales, el desarrollo del conocimiento del hormigón se basó en mezclas diseñadas con arenas naturales, donde la forma y textura del agregado fino no tenían un efecto desfavorable sobre el comportamiento del material en estado fresco. En ese sentido, en los primeros usos del hormigón como material ingenieril su estudio no tuvo un carácter *científico* como sucedió con otros materiales, dado que el mismo necesitaba una elaboración, compactación y curado en el lugar de obra con un bajo grado de control de calidad. En las últimas dos décadas, la *Tecnología del Hormigón* ha realizado significativos avances, aplicando criterios de la *Ciencia de los Materiales*, obteniéndose por ejemplo, valores de resistencias mecánicas que superan varias veces a las anteriores, y también, desarrollando hormigones con excelente comportamiento frente a medios extremadamente agresivos. Estos avances basados en la consideración del hormigón como un material compuesto, han ampliado el campo de uso en estructuras sometidas a altos esfuerzos mecánicos y/o a condiciones de exposición más agresivas. En estos estudios el tipo de agregado fino no es una variable significativa y no se ha tenido en cuenta el efecto del importante volumen de interfaces que aporta el agregado fino al hormigón, no solo

sobre la resistencia mecánica y el proceso de fisuración, sino también sobre aquellos mecanismos de transportes que hacen a su durabilidad.

Los estudios sobre la forma y textura superficial de los agregados finos, para su empleo en hormigón de cemento portland, no han sido desarrollados exhaustivamente, existiendo en el momento del inicio del programa experimental de esta tesis una escasa bibliografía sobre el particular, como así también estudios sobre la influencia del tipo (características físicas y geológicas) de arena sobre la corrosión del acero. El tema a desarrollar reviste, entonces, una gran importancia en el caso de arenas obtenidas por trituración de rocas o de hormigones de estructuras que han finalizado su vida útil.

Durante la producción de agregados gruesos triturados se obtiene un importante volumen de material granular ( $\approx 40\%$ ) formado por partículas menores de 4,75 mm que constituye un subproducto, que habitualmente es utilizado en trabajos de mampostería, en la fabricación de bloques, en mezclas asfálticas y/o en el estabilizado granular de suelos para la construcción de caminos, siendo otra alternativa utilizar este subproducto como agregado fino para hormigones de cemento portland. Las limitaciones establecidas para su uso en hormigones de cemento portland, por los reglamentos argentinos desde el proyecto de reglamento PRAEH-64 hasta el Reglamento CIRSOC 201-82, y la escasa bibliografía nacional e internacional sobre el tema plantea la necesidad de realizar estudios sistemáticos de las modificaciones que introduce esta normativa en los hormigones. Debe mencionarse que el Reglamento CIRSOC 201-05 (que entró en vigencia el 1 de enero de 2013) hace una importante actualización de los temas de tecnología del hormigón, y en el campo de las arenas de trituración avanza respecto a los reglamentos anteriores. Además, se debe tener en cuenta que la adecuación de las mezclas a la disponibilidad de materia prima es esencial para obtener un material con propiedades técnicas controladas, a un costo razonable.

Las restricciones al uso de este material se asocian al hecho de que las características de forma, textura y granulometría de los agregados influyen, y en muchos casos desfavorablemente sobre la trabajabilidad, la terminación, la exudación, la bombeabilidad y la segregación del hormigón fresco, y afectan la resistencia, rigidez, contracción, creep, densidad, permeabilidad y durabilidad del hormigón endurecido. Las arenas trituradas, cuyas partículas presentan formas y texturas superficiales que inducen a un mayor consumo de agua para poder colocar y compactar el hormigón en moldes o encofrados, se utilizan en porcentajes variables respecto al total de agregado fino en la elaboración de hormigones. Con el incremento del contenido de agua, el hormigón en estado endurecido presenta una mayor red capilar (porosidad) que afecta desfavorablemente su comportamiento mecánico-durable. También, es necesario que el hormigón en estado fresco resulte cohesivo y *trabajable* para cubrir y proteger las armaduras de acero.

La influencia de la forma y textura del agregado fino, no aparece como un tema central en la bibliografía nacional e internacional, encontrándose únicamente trabajos donde se emplean arenas trituradas, de forma y textura desfavorables en el estado fresco del hormigón, con un tratamiento fenomenológico. Las primeras publicaciones se remontan a la década de 1930 (Goldbeck, 1936; Gray, 1964), impulsados por la NCSA, y están referidas a hormigones con altas relaciones *agua/cemento*, (*a/c*), diseñados y evaluados de un modo fenomenológico. Dicho rango de valores de relaciones *a/c* hoy resulta desaconsejables desde el punto de vista de la durabilidad de las estructuras de hormigón armado. Posteriormente, aparece la restricción del uso de las arenas trituradas en reglamentos.

Por otra parte, el empleo de arenas trituradas en la elaboración de hormigones para estructuras civiles se remonta a comienzos del siglo XX, generalmente para la construcción de presas y edificios donde los requisitos de resistencia no eran elevados, y el tema de durabilidad, al considerarse que el

material tenía una vida ilimitada, en ese momento no tenía la relevancia que actualmente presenta. En aquel período no se tenían en cuenta, entre otros factores, la influencia de la interfaz “*pasta-agregado*” sobre el comportamiento mecánico y los mecanismos de transporte. Respecto a la vida en servicio de estas estructuras, como se desarrollará en el punto 2.5, se puede mencionar que el Ohio State University Stadium (1922), el Henley Bridge (1931) y el muelle del puerto de Castro (1940), aún se encuentran en servicio, a pesar de estar emplazadas en ambientes agresivos o de climas severos.

Sin disponer de un relevamiento exhaustivo, puede plantearse que en nuestro país, existen obras en la Provincia de Buenos Aires y en otras regiones de la Argentina construidas con hormigones con arena triturada, en porcentajes superiores a los límites establecidos por los reglamentos, con un desempeño satisfactorio a lo largo de su vida útil. Un estudio más profundo sobre el comportamiento en servicio de este grupo de estructuras se plantea en el punto 9.5 en una de las líneas de investigación propuesta como continuación de esta tesis.

En el próximo capítulo, en los puntos 2.4 y 2.5, se desarrollan extensivamente los antecedentes internacionales y nacionales sobre el tema de tesis, especialmente sobre el uso de arenas trituradas en estructuras de hormigón; en el punto 2.7 las limitaciones impuestas al empleo de las arenas trituradas por diferentes reglamentos, y en el resto, se hace referencia a otros temas que aportan a la fundamentación de la importancia del tema elegido.

Las primeras discusiones sobre la forma y textura superficial de los agregados se verifican en el año 1943 en el “*ASTM - Report on Significance of Tests of Concrete and Concrete Aggregate*”, y en el año 1948, en el “*ASTM - Symposium on Mineral Aggregates*”. La evaluación de la forma y textura superficial de los agregados, y en particular en el caso del agregado fino, se puede realizar con diferentes métodos o técnicas, aunque pocos han sido normalizados. En el área de la Tecnología del Hormigón, ASTM ha normalizado solo dos métodos (ASTM C 1252 y D 3398), y se debe destacar que existen dos importantes artículos específicos sobre el tema, llevados a cabo por B. Mather y por M. Ozol, donde en este último aparece una recopilación de métodos de evaluación (Mather, 1955; Ozol, 1978). Debe mencionarse que en los pliegos y/o especificaciones técnicas y en la bibliografía referente a mezclas asfálticas, la forma y textura de los agregados es un tema central para el diseño y comportamiento de dichas mezclas, siendo el uso de las trituradas prioritario frente a las arenas naturales.

Las investigaciones realizadas hasta el presente en el campo de la *Tecnología del Hormigón* sobre la forma y textura del agregado se refieren, casi con exclusividad, al agregado grueso, especialmente en el campo de los hormigones de alta performance (Aitcin, 1990; Baalbaki, 1991; Celik, 1996; Cetin, 1998; Giaccio, 1992; Giaccio, 1996; Zerbino, 1998; Zhou, 1995). Además, debe plantearse que la relación entre los trabajos provenientes del campo de la geología (Pettijohn, 1980) y las propiedades del hormigón de cemento portland han recibido poca atención (Mather, 1966).

Por otra parte, la gran variedad de métodos existentes para evaluar tienen una mayor facilidad de aplicación cuando se trata de agregados gruesos, siendo que para el agregado fino su aplicación presenta mayor grado de complejidad. En arenas existen pocos métodos de fácil aplicación, por su sensibilidad, disponibilidad de equipamiento, y practicidad. En el Capítulo 3 se efectúa una amplia recopilación de los métodos disponibles y se analizan sus limitaciones.

Finalmente, los estudios intensivos sobre la corrosión del acero de refuerzo en el hormigón comenzaron en la década del 70 del siglo pasado (Alexeyev, 1969; Page, 1982; Verbeck, 1975; Gouda, 1965; Hausmann, 1964) cuando se evidenció el efecto de los cloruros sobre la corrosión. Una encuesta de los edificios destruidos en Inglaterra mostró que entre 1974 y 1978, la causa inmediata de la falla de



al menos ocho estructuras de hormigón fue la corrosión del acero de refuerzo o de pretensado. Estas estructuras tenían una edad entre 12 y 40 años al momento del colapso (Metha, 1993). Posteriormente, comenzaron a organizarse congresos específicos, como por ejemplo el Simposio RILEM en 1969. En las últimas 3 décadas la producción de papers, congresos y publicaciones específicas ha crecido en forma exponencial (Andrade, 2009).

En la década de los años 80 y 90, se materializó una gran cantidad de trabajos, muchos de ellos en laboratorio (Calavera Ruiz, 1996; Rostam, 1992; Mays, 1992). A. Mc Leish publicó las principales causas que pueden afectar a la capacidad portante de elementos estructurales con armaduras corroídas (Mc Leish, 1987). Otros investigadores efectuaron un trabajo experimental muy amplio con vigas y columnas corroídas, en base a provocar la corrosión acelerada agregando cloruro de sodio al agua de amasado (Uomoto, 1988). Por su parte, J.G. Cabrera y P. Ghoddoussi ensayaron vigas corroídas en las que estudiaron su capacidad portante y las flechas (Cabrera, 1992).

Son destacables los aportes realizados experimentalmente por el grupo de investigación dirigido por M.C. Andrade, entre otros temas, sobre la fisuración del hormigón de una estructura que está en proceso de corrosión de sus armaduras (Andrade, 1989, 1993). También fueron significativos los ensayos realizados por J. Cairns y C. Fang, que estudiaron la pérdida de adherencia entre el acero y el hormigón; además, J. Rodríguez y otros efectuaron un estudio minucioso sobre la influencia de diferentes variables: relación “*recubrimiento/diámetro*” de armadura, relación *a/c*, velocidad de corrosión, posición de la armadura, existencia de armadura transversal y el contenido de humedad del hormigón, sobre el proceso de corrosión (Cairns, 2007; Fang, 2006; Rodríguez, 1994).

J. Rodríguez y otros, efectuaron trabajos de investigación con el objetivo de relacionar el nivel de corrosión de las armaduras, con la capacidad portante residual del elemento afectado y el comportamiento en servicio de las vigas y columnas de hormigón deterioradas (Rodríguez, 1996, 1998).

N.F. Ortega y otros, publicaron trabajos que analizaron la corrosión en elementos de hormigón pretensado. Analizándose las pérdidas de adherencia entre las barras corroídas y el hormigón que las confinaba, considerando la ubicación de la zona afectada de la viga (Ortega, 2001, 2006). Otros resultados obtenidos, por J. Cairns, en vigas con armaduras cuya adherencia disminuye, permitieron obtener un modelo numérico. Sus investigaciones mostraron los factores principales que influyen en el cambio de comportamiento de vigas (Cairns, 1993, 1993.a).

En la actualidad los reglamentos de estructuras de hormigón van evolucionando en el tratamiento de los conceptos de durabilidad y vida en servicio, y el diseño por durabilidad es uno de los temas de investigación de mayor impacto con aplicaciones prácticas en obras de gran envergadura. Como ejemplo de esta tendencia se puede mencionar la norma europea EN 206, aprobada en 1997, que plantea un método de diseño prestacional por durabilidad, y en la Instrucción del Hormigón Estructural, EHE-08 - Anejo 9, se dan las pautas para la comprobación del Estado Límite de Durabilidad cuando la degradación se debe a la corrosión inducida por cloruros o carbonatación del recubrimiento. Entonces, dado el conocimiento alcanzado, la calificación del hormigón por resistencia no resulta suficiente, y en la bibliografía aparecen clasificaciones del hormigón de acuerdo con los mecanismos más comunes de transporte de los iones agresivos (Ho, 1986; Helene, 1993; DURAR, 2000; Giovambattista, 2001).

La corrosión de las estructuras de hormigón armado provocan varios cambios en el comportamiento estructural, como son: pérdida de sección de acero, pérdida de adherencia entre el acero y el hormigón, fisuración del hormigón y fragilización de las armaduras por la presencia de hidrógeno. Estos efectos llevan a un debilitamiento en la capacidad portante, con la consiguiente disminución del

coeficiente de seguridad, en una mayor deformación de los elementos estructurales y, finalmente, el colapso parcial o total.

En un futuro cercano, ante el agotamiento de los yacimientos de arenas naturales aptas, por limitaciones de orden ecológico sobre el uso de los recursos naturales y/o por la necesidad de reciclar hormigones de estructuras que han agotado su vida en servicio, el uso de agregados finos con partículas no redondeadas, podría incrementarse y, entonces, la forma y textura de las arenas comenzará a tener una mayor importancia en el diseño de las mezclas de hormigón.

El rol de los agregados en el hormigón se relaciona, en general, con la estabilidad volumétrica, las propiedades térmicas, la reducción de las deformaciones vinculadas a las variaciones de humedad y a las ocasionadas por cargas permanentes, la resistencia y rigidez. Además, los agregados generalmente son más durables y estables que el resto de los componentes del hormigón, por lo que le proveen durabilidad. Los hormigones realizados con arenas trituradas requieren un mayor contenido de agua y/o pasta, por la mayor fricción entre las partículas en el estado fresco y, la forma y textura superficial modifican las interfaces en el estado endurecido, afectando la resistencia mecánica y modificando los mecanismos de transporte respecto a los hormigones con arenas naturales.

Como fuera planteado cuando se diseñó el programa de investigación de la presente tesis, las publicaciones nacionales e internacionales sobre el tema eran escasas, y la mayoría referidas a hormigones con altas relaciones *agua/cemento*, estudios fenomenológicos que no consideraban al hormigón como material compuesto. En la elaboración de los hormigones con arenas de trituración se deben tener en cuenta algunas diferencias respecto al caso del empleo de arenas naturales, debido a los cambios que trae aparejado el mayor consumo de agua o de pasta de cemento sobre el comportamiento del hormigón. A continuación se detallan las principales cuestiones referidas a la forma y textura de las partículas del agregado fino, fuertemente asociadas al empleo de arenas trituradas en hormigones de cemento portland, por las que constituyen un tema de interés científico-tecnológico y sustentan el programa de trabajo de esta tesis:

- La falta de conocimiento científico sobre las propiedades, características y comportamiento de los hormigones con agregados finos triturados, ya que existe una mayor experiencia en estudios sobre el uso de agregados gruesos triturados.
- El uso de un material con alto contenido de partículas angulares y/o planas que resultan ser más desfavorables que las partículas de agregados naturales para las propiedades del hormigón en estado fresco, dado el mayor número de puntos de contacto entre ellas que incrementa la fricción mecánica durante la colocación y compactación de las mezclas.
- Los hormigones con agregados finos triturados requieren un mayor contenido de agua de mezclado respecto a los hormigones con arenas naturales, lo cual incide en la calidad de la pasta endurecida y en la interfaz, y en definitiva, en las propiedades mecánicas, la estabilidad volumétrica y los mecanismos de transporte.
- La ausencia de métodos de dosificación en nuestro país que tengan en cuenta este tipo de agregados.
- La relación “*resistencia-relación a/c*” utilizada en los métodos racionales de dosificación están referidos a hormigones con agregados finos de partículas redondeadas y textura lisa. Por ejemplo, el método de dosificación del ACI 211 no incorpora el efecto de la forma y textura del agregado fino. Además, las relaciones entre el consumo de agua y el asentamiento, no tienen en cuenta la forma y textura de las partículas del agregado fino.

- Los contenidos de polvo de las arenas trituradas superan, en general, los porcentajes admitidos por las normas. Sin embargo, de acuerdo con su origen mineralógico, este contenido de polvo puede tener un efecto beneficioso sobre la resistencia, por el efecto filler, y también sobre el control de la exudación.
- El lavado del agregado fino para reducir el contenido de polvo emplea grandes volúmenes de agua, por lo cual es necesario conocer el efecto del polvo de rocas sobre las propiedades del hormigón para evitar el proceso de lavado y, consecuentemente, el derroche de agua.
- Los reglamentos restringen actualmente el uso de arenas trituradas, no permitiendo que el total del agregado fino esté constituido por estas arenas, aún en los casos de estructuras de relativo bajo compromiso estructural y en ambientes poco agresivos, por lo cual debe conocerse en profundidad las modificaciones tecnológicas que su uso origina.
- La relación “*resistencia – módulo de elasticidad*” en los hormigones con arena de trituración es diferente a los hormigones con arena natural, ya que de no ser tenida en cuenta se puede sobrevalorar las deformaciones.
- Las dosis y efectos de los aditivos por la presencia de arena triturada, especialmente, de los reductores de agua y de los incorporadores de aire puede sufrir importantes modificaciones.
- Deficiente terminación del hormigón y dificultad para bombear hormigones que contienen partículas angulares.
- La problemática de la forma y textura de las partículas de agregado fino también resulta de importancia en los agregados fino reciclados, tema que tomará mayor importancia con el tiempo a nivel internacional ante la necesidad de lograr un desarrollo sustentable de la industria de la construcción.
- El volumen de interfaz del agregado fino constituye un volumen importante que incide sobre los mecanismos de difusión, especialmente cuando la forma y textura de la arena modifican la tortuosidad de las mismas. Además, el agotamiento de yacimientos de arenas naturales hará necesario utilizar agregados finos con forma y textura superficial desfavorable, siendo la arena triturada un subproducto que debe tener una deposición final, para evitar problemas de contaminación, una alternativa motivo de interés. En este sentido Neville indica que en Gran Bretaña y en muchos otros países se observa una creciente escasez de agregados naturales que sean apropiados para la fabricación del hormigón (Rigan, 1978; Neville, 1988; Kankkuen, 1992; Kim, 1997; Alexander, 2005). De una manera más contundente, el Dr. Torrent afirma que “*uno de los temas del futuro no tan lejano es el paulatino agotamiento de fuentes de agregados naturales disponibles para su explotación. Esto conduce a la necesidad de elaborar hormigones con 100 % de agregados triturados, lo que es posible, siempre que la forma de las partículas sea adecuada*” (Torrent, 2004).
- La falta de estudios sobre la influencia del agregado fino del hormigón en el mecanismo de corrosión del acero de refuerzo, por el fenómeno de la carbonatación o el ataque de cloruros.

En el hormigón se deben emplear como agregados aquellas partículas que sean volumétricamente estables en el estado endurecido y que no interfieran en forma negativa en el proceso de hidratación del cemento. Las especificaciones para el uso de los agregados finos han sido

inicialmente desarrolladas sobre la base de la experiencia con arenas naturales, que por muchos años han sido el único tipo de agregado fino utilizado.

Finalmente, el estudio de la influencia de la forma y la textura del agregado fino sobre las propiedades del hormigón presenta interés científico para comprender el comportamiento resistente y durable del hormigón (especialmente sobre la corrosión del acero de refuerzo), lo cual permitirá con agregados considerados hasta el presente como desechos de la producción de agregados gruesos, obtener un material apto frente a los requerimientos que exijan las construcciones del futuro.

#### **1.4.- Programa Teórico-Experimental y Metodología**

Para cumplir con los objetivos indicados en los puntos 1.2 y 1.2.1, se realizó un programa de investigación, donde se estudió el comportamiento en estado fresco y endurecido de morteros y hormigones con arenas trituradas de diferentes orígenes mineralógicos. Los citados estudios comprenden el ámbito de los hormigones convencionales, cuyo peso unitario se encuentra en el rango de 2000-2800 kg/m<sup>3</sup>, para su empleo en estructuras de hormigón, simple o armado. Complementariamente se incursiona en el campo de los hormigones de alta resistencia. En este último tipo de hormigón especial se tiende a minimizar el efecto desfavorable de la forma y textura del agregado fino sobre el estado fresco, ante el mayor volumen de pasta y el empleo de aditivos superfluidificante.

Para ello, se propone analizar la influencia de las características de las partículas de las arenas trituradas en las principales propiedades del hormigón, determinar la optimización de su empleo, establecer al ámbito de aplicación de este subproducto y proponer, cuando corresponda, la correspondiente actualización de las normas y reglamentaciones sobre este punto.

El programa experimental y el análisis de resultados fueron orientados a la evaluación del comportamiento de hormigones elaborados con arenas con diferentes orígenes geológicos, para el entendimiento del comportamiento reológico en estado fresco de morteros y hormigones; y determinar la influencia de las características físicas del agregado fino sobre las propiedades de morteros y hormigones en el estado endurecido. La amplitud del programa desarrollado, en particular, el número de arenas usadas, obedeció al escaso conocimiento del comportamiento de hormigones con arenas trituradas existente en nuestro país, en el momento de inicio de los trabajos experimentales que dieron lugar a la presente tesis, y también, para obtener resultados sobre los aspectos más relevantes del hormigón como material ingenieril. Este planteo llevó, a su vez, al desarrollo de un amplio marco teórico, y al análisis de una importante y variada bibliografía.

Para la concreción del programa se emplearon 7 arenas trituradas y 4 arenas naturales silíceas; y se estudiaron 171 dosificaciones de hormigones y morteros. Estos últimos, en general, corresponden a evaluaciones en estado fresco y la estabilidad volumétrica. Además, el programa teórico-experimental desarrollado incluye cuatro líneas de acción que, en forma sintética, se detalla en el punto 1.4.1.

##### **1.4.1.- Metodología a Utilizar y Plan de Trabajo**

En este trabajo de tesis se caracterizarán hormigones con arenas trituradas de diferentes orígenes geológicos: granítica, dolomítica, cuarcítica y calcítica, tanto en estado fresco como endurecido, y se evaluarán parámetros asociados a la durabilidad del hormigón armado con este tipo de arenas.

Las investigaciones se desarrollaron siguiendo dos líneas de trabajo, una sobre el hormigón como material compuesto, donde los resultados obtenidos se cotejarán con las diferentes teorías y modelos desarrollados a partir de hormigones con arenas naturales; y además, se evaluará el empleo de arenas provenientes de la trituración de rocas como agregado fino en hormigones de cemento portland en base a su comportamiento físico-mecánico. La segunda línea de investigación, comprende la realización de elementos de hormigón armado con arenas trituradas, que serán sometidos a procesos de corrosión acelerada. Por otra parte, se compararán las tendencias halladas experimentalmente en las investigaciones de esta tesis, con los obtenidos en trabajos anteriores del grupo de investigación que trabaja en la Universidad Nacional del Sur y por otros autores, en forma experimental.

Con relación a los aspectos experimentales de esta tesis, se realizarán ensayos de caracterización de los hormigones con arenas trituradas (difracción de rayos X, estudios de consistencia, determinación del agua combinada, ensayos mecánicos, etc.), y ensayos relacionados con el comportamiento durable de estos hormigones (de porosidad, succión capilar, carbonatación y corrosión acelerada en elementos de hormigón armado). Durante los ensayos de corrosión acelerada se realizará el seguimiento electroquímico del proceso corrosivo, se medirá la evolución de la fisuración, y al concluir el proceso de corrosión de cada elemento de hormigón estudiado, se realizará una gravimetría con las barras afectadas.

*El plan de trabajos desarrollado fue el siguiente:*

- a) Búsqueda bibliográfica y estudio del estado del arte: Esta búsqueda abarca tres líneas para concretar:
  - el marco teórico de la tesis sobre los aspectos generales del uso de las arenas trituradas (Capítulo 2), y sobre la evaluación de la forma y textura de las partículas de agregados (Capítulo 3),
  - el marco teórico de la tesis sobre el hormigón como material compuesto y, los mecanismos de corrosión del acero (Capítulo 4), y la metodología experimental a emplear (Capítulos 4 y 5),
  - la bibliografía general sobre tecnología del hormigón y específica sobre hormigones elaborados con arenas trituradas, para la interpretación y justificación de los resultados experimentales relacionados con el comportamiento mecánico y durable, que se describen en los Capítulos 6, 7 y 8.
- b) Estudio de caracterización de hormigones en estado fresco:
  - Analizar la influencia de la forma y la textura de las partículas del agregado fino sobre el contenido de agua y pasta de mezclas de hormigón,
  - Establecer alternativas para el mejoramiento del comportamiento en estado fresco, de los hormigones realizados con arenas trituradas mediante el uso de aditivos, mezcla de arenas, etc.,
  - Evaluar el efecto de la presencia de polvo de las arenas trituradas sobre la exudación.
- c) Estudio de caracterización de hormigones en estado endurecido:
  - Analizar la influencia de la forma y la textura de la arena sobre las propiedades mecánicas del hormigón, cuando se incrementa el contenido de partículas angulares y rugosas, respecto a las partículas redondeadas y lisas.
  - Comparar el comportamiento mecánicos de hormigones elaborados con arenas naturales y trituradas de distintas mineralogías.
  - Analizar si el comportamiento de los hormigones realizados con arenas trituradas se encuadra dentro de las teorías / modelos clásicos de la tecnología del hormigón.
  - Establecer el efecto del polvo de roca que contienen las arenas trituradas, sobre la resistencia, el módulo de elasticidad, la absorción de agua, y el grado de hidratación del hormigón.

#### “Caracterización de la durabilidad de hormigones con arenas de trituración”

- Estudiar los mecanismos de contracción, de succión capilar, y la porosidad de hormigones con arenas con partículas de diferentes formas y texturas superficiales.
- d) Realizar ensayos de carbonatación para hormigones con relaciones  $a/c$  de 0,45 y 0,50, y aplicar los resultados al modelo de diseño por durabilidad de la Instrucción española EHE-2008.
- e) Realizar ensayos de corrosión acelerada con vigas de hormigón armado, con el fin de efectuar el seguimiento de la fisuración del recubrimiento de hormigón, efectuando simultáneamente el seguimiento electroquímico del proceso de corrosión de las armaduras. Se emplearán hormigones, cuya resistencia característica a compresión es inferior a 50 MPa, realizados con arenas de trituración de diferentes orígenes mineralógicos. También, se evaluará el efecto sobre la corrosión por las modificaciones en los contenidos de agua o de pasta, para obtener una consistencia determinada.
- f) Efectuar ensayos de corrosión acelerada con vigas de hormigón armado, con el fin de realizar el seguimiento de las fisuras del recubrimiento de hormigón. Realizando simultáneamente el seguimiento electroquímico del proceso de corrosión de las armaduras. Se emplearán hormigones de altas prestaciones (resistencias características a compresión mayores a 50 MPa), elaborados con arenas de trituración.
- g) Comparación de los resultados obtenidos, con los determinados experimentalmente por otros autores.
- h) Procesamiento de los datos y obtención de conclusiones generales.
- i) Redacción de la tesis.

En resumen, los objetivos y las experiencias planteadas en las cuatro líneas del programa teórico-experimental (puntos b, c, d y e) abarcan los principales temas de la *Tecnología del Hormigón* para lograr el cumplimiento de los objetivos de la tesis.

### **1.5.- Estructura de la Tesis**

La presente tesis abarca un amplio espectro en el estudio de los hormigones elaborados con arenas de partículas de forma y textura desfavorables, aunque debe plantearse que se han seleccionado con exclusividad aquellos campos que se han considerado como más significativos y que aportan un conocimiento científico sobre el comportamiento de este material. La tesis se encuentra dividida en siete capítulos generales. Es interesante comentar que el estado del arte o marco teórico abarca los Capítulos 2, 3 y 4 debido a que en cada uno de ellos se enfocan temas específicos, dado que no resulta conveniente para su desarrollo incluirlos en un solo capítulo. A continuación se describe el contenido de cada uno de los capítulos de esta tesis:

Capítulo 1: “*Introducción y Objetivos*”, se desarrollan los alcances, objetivos, importancia del tema, programa teórico-experimental y estructura de la tesis.

Capítulo 2: “*Aspectos Generales Vinculados con el Uso de Arenas de Trituración*”, se realiza una compilación bibliográfica sobre antecedentes nacionales e internacionales relacionados con hormigones elaborados con arenas de trituración, la importancia del empleo de este tipo de arenas en hormigones y mezclas asfálticas, las limitaciones reglamentarias, las alternativas para mejorar la performance de las arenas trituradas en hormigones de cemento Pórtland y las zonas de producción de arenas de trituración en nuestro país.

Capítulo 3: “*Forma y Textura Superficial de las Partículas de los Agregados*”, se analizan las variables que determinan la forma y textura de las partículas de los agregados, las formas de clasificarlas en base a métodos empleados en el campo de la tecnología del hormigón, de las mezclas asfálticas y la geología, los aspectos geológicos que influyen en la forma y textura de las partículas de las arenas trituradas, entre otros. Además, se plantean y analizan las limitaciones que presentan estos métodos para evaluar estos aspectos físicos de las partículas de arena, y se incluyen experiencias del autor.

Capítulo 4: “*Consideraciones sobre el Hormigón como Material Compuesto*”, se plantean los principales aspectos relacionados al estudio del hormigón como un material compuesto con un enfoque moderno sobre este tema, y los conocimientos básicos del proceso de corrosión de las armaduras de refuerzo, constituyendo el marco teórico para fundamentar los estudios sobre hormigones con arenas trituradas tanto desde el punto de vista mecánico como durable.

Capítulo 5: “*Materiales, Dosificaciones de Hormigones, y Metodologías*”, se describen las características de las arenas y de los materiales empleados en las experiencias. Además, se indican las mezclas de hormigón y las metodologías de ensayos utilizados en las evaluaciones físico-mecánicas y de durabilidad (especialmente de la corrosión del hormigón armado por el método acelerado).

Capítulo 6: “*Estado Fresco de Hormigones Elaborados con Arenas Trituradas*”, en base a los valores experimentales propios, se muestran y justifican los resultados obtenidos en estos estudios sobre los fenómenos reológicos de las mezclas, utilizando diferentes tipos de arenas trituradas. Se analiza la influencia de las características físicas de la forma y la textura de las partículas de agregado fino sobre las propiedades de hormigones en estado fresco. Además, se analizan alternativas para el mejoramiento del comportamiento del estado fresco de mezclas que incluyen arenas trituradas.

Capítulo 7: “*Estado Endurecido de Hormigones Elaborados con Arena Triturada*”, en base a los valores experimentales, se destacan las propiedades mecánicas de los hormigones elaborados con arenas trituradas, se analiza qué teorías generales sobre el comportamiento del hormigón endurecido resultan aplicables, se estudian las variantes tecnológicas para el mejoramiento de la calidad de este material y los parámetros que influyen sobre el comportamiento durable del mismo. Se presentan, en el Anexo, nomogramas para el diseño de mezclas de hormigones que incorporan este material entre sus constituyentes.

Capítulo 8: “*Corrosión de Armaduras Embebidas en Hormigones con Arena Triturada*”, por medio de ensayos acelerados se evalúa el desarrollo de la corrosión en vigas de hormigón armado, con diferentes agregados finos, en un rango de relaciones  $a/c$  de 0,40 a 0,50. Se relaciona diferentes manifestaciones del daño de las vigas con las características del hormigón (resistencia mecánica, succión capilar, etc.) y además, se comparan los resultados obtenidos (ancho de fisura) con ecuaciones empíricas propuestas por otros autores. También, se estudia el efecto de carbonatación de hormigones elaborados con agregados finos triturados, y se analizan modelos para determinar la vida útil, en base a los datos experimentales

Capítulo 9: “*Conclusiones y Futuras Líneas de Trabajo*”, se refiere a las conclusiones más importantes obtenidas en el presente estudio, a las futuras investigaciones que se podrían llevar adelante a partir de los estudios realizados en esta tesis.

Finalmente, se detallan las referencias bibliográficas empleadas en esta tesis, los Anexos en los que se incluye información complementaria, y las publicaciones que dio origen esta tesis a la fecha.

**“Caracterización de la Durabilidad de Hormigones con Arenas de Trituración”**



## **Capítulo 2**

### **ASPECTOS GENERALES VINCULADOS CON EL USO DE ARENAS TRITURADAS**



## Capítulo 2

### ASPECTOS GENERALES VINCULADOS CON EL USO DE ARENAS TRITURADAS

El objetivo principal del presente capítulo es la descripción y el análisis de los antecedentes existentes en la bibliografía nacional e internacional, sobre el empleo de arenas trituradas como agregado fino en hormigones de cemento Portland, y su influencia en la durabilidad de las estructuras, especialmente, sobre la corrosión del acero. Se describen los criterios que los reglamentos de estructuras de hormigón armado establecen para este tipo de arena, y se analizan las ventajas y las desventajas del empleo de este material en el sector de la construcción. Cabe acotar que el desarrollo de estos temas se puede considerar como un complemento del punto 1.3, referido a la importancia científica-tecnológica del tema de tesis.

#### 2.1.- Definiciones sobre Arena Triturada

Se entiende por *agregados* a aquellos materiales granulares, tales como arena, grava, piedra partida o escoria de alto horno, que en conjunto con un medio cementante forman morteros u hormigones de cemento Portland (ASTM C 125). Las partículas de los agregados tienen propiedades físicas y químicas que los hacen aceptables o no para su inclusión en el hormigón. Las características particulares de la arena triturada están relacionadas con algunas de sus propiedades físicas: forma y textura superficial, temas que se desarrollan en extenso en el Capítulo 3. A continuación se indican varias definiciones de arena triturada o de trituración con el objeto de establecer el alcance de este término, para el desarrollo de la presente tesis.

Se considera como *arena de trituración* al agregado fino de partículas angulosas resultante de la trituración artificial de rocas sanas, sin signos de alteración natural. Esta definición corresponde al Proyecto de Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón, salvo que en el texto original se emplea el término *árido*, en vez de agregado (PRAEH, 1964).

La Norma IRAM 1512 define al *agregado fino* como el material que pasa a través del tamiz IRAM 4,75 mm, y establece que no deberá contener sustancias que afecten la resistencia y durabilidad del hormigón, o que ataquen al acero. Para el caso de las arenas de trituración, el contenido de finos aceptable puede incrementarse de 5 a 7 % si están libres de arcilla y materiales similares, con un índice de plasticidad menor a 2. Los ensayos de granulometría, material que pasa el tamiz IRAM 75  $\mu$ m, terrones de arcilla, durabilidad y materia orgánica determinan la aceptación o el rechazo del agregado (IRAM 1512, 1994).

Por otra parte, el Reglamento CIRSOC 201-82 define a los *agregados de densidad normal* como al material granular resultante de la desintegración natural y desgaste de las rocas, o que se obtiene mediante la trituración de rocas. En el Capítulo 6 se establecen las especificaciones de los agregados, haciendo una distinción entre agregados finos y gruesos. Entre los primeros incluye e indica que *“la arena de partículas angulosas se obtendrá por trituración de gravas (canto rodado) o de rocas sanas y*

*durables, que cumplan los requisitos de calidad especificados para los agregados gruesos de densidad normal para hormigones de cemento portland*". También define a los agregados lajosos como partículas de agregados en la cual la relación del ancho al espesor de un prisma rectangular que lo inscribe, es mayor que un valor especificado (CIRSOC 201, 1982).

A nivel internacional, la Norma BS 882 define a la *arena de grava triturada* y a la *arena de roca triturada*, como arenas producidas por la trituración de gravas y de rocas, respectivamente (BS 882, 1992). El ACI 116 define como *crusher run aggregate*, al agregado que ha sido triturado mecánicamente y no ha sido sometido a un tamizado posterior. En la bibliografía inglesa, en general, se denomina a la arena triturada como *manufactured sand* o *crushed sand* (ACI 116, 2000).

En nuestro país, comercialmente suele denominarse como *polvo granítico* para el caso de los agregados finos de origen granítico, aunque en la bibliografía este término se aplica cuando se hace referencia al material que pasa el tamiz 75  $\mu\text{m}$  (N° 200).

### 2.1.1.- Otras Definiciones Relacionadas

El PRAEH define como *árido fino* al material granular que pasa el tamiz IRAM 4,75 mm (N° 4) y es predominantemente retenido por el tamiz IRAM 75  $\mu\text{m}$  (N° 200), resultante de la desintegración natural y desgaste de rocas, o que se obtiene mediante la trituración de ellas, de escorias siderúrgicas convenientemente preparadas para este fin, o de otros materiales suficientemente duros que permitan obtener partículas de forma y tamaños estables. Además, el PRAEH considera como *arena natural* al árido fino de partículas redondeadas o subredondeadas, resultante de la desintegración natural y del desgaste de las rocas (PRAEH, 1964).

Pueden considerarse como *agregados marginales*, aquellos agregados que no cumplen las especificaciones establecidas por los reglamentos respecto a sus propiedades físicas y/o químicas. Generalmente, uno de los requisitos que margina al material es el hecho de que la curva granulométrica no se encuadre dentro de los límites establecidos, dado que el material es muy fino, o resulta monogranular (por ejemplo, arena de médano). También, la presencia de contenidos elevados de conchillas en las arenas de playa puede marginar el empleo de este material como componente del hormigón. Si bien las conchillas son un material duro, su empleo en hormigón puede hacer necesario el incremento del contenido de pasta para mantener controlada la consistencia ante la forma extremadamente plana de este tipo de partículas. En el caso de las arenas de trituración la forma, la textura y el contenido de polvo resultan ser los factores limitantes de su utilización por la incidencia de estas características físicas sobre el consumo de agua de mezclado.

El Reglamento CIRSOC 201-M, vigente para la Ciudad Autónoma de Buenos Aires, define a los *agregados* como componentes del hormigón constituidos por partículas de sustancias minerales naturales y/o artificiales, trituradas y/o sin triturar, con forma, tamaño y distribución apropiados para ser utilizados en hormigones. Sobre los agregados finos indica que son aquellos que están constituidos por partículas redondeadas, provenientes de depósitos fluviales o marinos, o de una mezcla de éstas y arenas obtenidas por trituración de rocas o cantos rodados (CIRSOC 201-M, 1996).

Por otra parte, las especificaciones para agregados que brinda el nuevo Reglamento CIRSOC 201-05 se refieren exclusivamente a agregado pétreos de masa específica (densidad relativa) comprendida entre 2000 y 3000  $\text{kg/m}^3$ . No incluye a los agregados artificiales obtenidos como subproductos industriales o por fabricación, ni a los empleados en la elaboración de hormigones de características especiales. Además, el Reglamento CIRSOC 201-05, define a los *agregados* como

aquellos componentes del hormigón constituidos por partículas minerales naturales, procedentes de la desintegración natural o de la trituración de rocas, con forma, tamaño y distribución de tamaños apropiados. El *agregado fino* es aquel que en su totalidad pasa el tamiz IRAM 9,5 mm (3/8”), que casi en su totalidad pasa el tamiz IRAM 4,75 mm (N° 4) y que es retenido predominantemente en el tamiz IRAM 75  $\mu$ m (N° 200), y además, permite el empleo de hasta un 30 % de arena triturada, como componente del agregado fino. Define a los *agregados lajosos* como aquellas partículas de agregados en las cuales la relación del ancho al espesor de un prisma rectangular que lo inscribe es mayor que un valor especificado.

Es decir, que sobre la base de las definiciones antes descriptas, la arena triturada o de trituración se encuentra comprendida dentro de los agregados finos. A los fines de esta tesis, los términos *arena triturada*, *arena de trituración* y *agregado fino de trituración* se refieren indistintamente al material granular obtenido por la trituración de rocas, con tamaño de partículas predominantemente inferior a los 4,75 mm. A su vez, dicho material puede también clasificarse como agregado artificial, agregado marginal o subproducto de la producción de agregados gruesos.

## 2.2.- Empleo de Arenas Trituradas como Material de Construcción

El volumen significativo de arena triturada originado en las plantas productoras de agregados pétreos hace aconsejable darle una deposición a este subproducto. Por lo cual resulta adecuado evaluar su empleo en el hormigón desde el punto de vista científico-tecnológico, analizando las modificaciones que su incorporación origina en la estructura del material y sus efectos sobre los parámetros de diseño, como ser la resistencia, el módulo de elasticidad y la durabilidad. Durante el proceso de transporte, y trituración primaria y secundaria la cantidad de material menor de 4,75 mm está entre 10 y 20 % del total (ver Figura 2.1). En el caso que el material se tenga que pasar por una trituradora terciaria, estos porcentajes se incrementan a valores del 20 al 60 % (Kalcheff, 1980).

Como antecedente del uso de las arenas trituradas como material de construcción en nuestro país, se remonta a los morteros de albañilería empleados en la construcción de viviendas, edificios públicos e industriales a partir del comienzo de las explotaciones de canteras, para diferentes usos en la industria de la construcción. A modo de referencia, un caso que merece destacarse, entre otros, es el mortero de asiento de ladrillos elaborado con arenas trituradas utilizado en el edificio del ex-Asilo San José de la ciudad de Olavarría, que se remonta a comienzos del Siglo XX y presenta un comportamiento satisfactorio a pesar del tiempo transcurrido (ver Figura 2.2). En este sentido debe tenerse en cuenta que los morteros de cal están siendo revalorizados ante el estado satisfactorio que presentan incontables edificios históricos después de varios siglos de uso (Álvarez, 2006).

Las ventajas de estos morteros, especialmente en procesos de restauración de edificios monumentales, se basa en el menor aporte de sales solubles, respecto a los morteros de cemento, que evitan los daños por ciclos de cristalización y/o hidratación, mayor compatibilidad con los métodos de edificación y con los materiales antiguos desde el punto de vista químico, estructural y mecánico y, además, mantienen la estabilidad estructural de un edificio pues en el caso de originarse fisuras en el mortero éstas se pueden subsanar por el proceso de auto-sellado por ciclos de disolución y precipitación de calcita. Además, se ha mostrado que agregados finos de trituración han permitido obtener morteros con mejores resistencia, respecto a otros realizados con arenas naturales (Lanas, 2006).



**Figura 2.1:** Acopio de arena triturada granítica (Canteras Argentinas, Olavarría).



**Figura 2.2:** Mortero de asiento con arena triturada ex-Asilo San José (Olavarría)

Actualmente, el uso habitual de las arenas trituradas es el de la elaboración de morteros de albañilería, fabricación de bloques de cemento portland, o como estabilizado granular de suelos, en bases y sub-bases de pavimentos. En la práctica, estos usos no exigen estrictos controles de calidad sobre la arena debido a que no tienen una gran exigencia estructural o resistente. Sin embargo, el mayor uso de las arenas trituradas se establece en su empleo en mezclas asfálticas, donde el conjunto de agregados pétreos constituyen el 90-95% en peso de las mezclas.

Por otra parte, el empleo de arenas trituradas en mezclas asfálticas y bases de pavimentos es de suma importancia ya que las propiedades físicas y mineralógicas de los agregados afectan la capacidad de carga del pavimento. Específicamente, la forma de las partículas del agregado fino influye en las propiedades de la mezcla asfáltica tales como la estabilidad, trabajabilidad, contenido de asfalto, etc. En ese sentido el Departamento de Transporte de Estados Unidos incluye a la angularidad del agregado fino dentro del grupo de *propiedades de consenso* de los agregados. Este grupo de propiedades se consideran críticas e imprescindibles para alcanzar un alto comportamiento de la mezcla, ellas son las características de los agregados que se pueden alterar por trituración o tamizado. La angularidad de la arena asegura un alto grado de fricción interna y una satisfactoria resistencia al ahuellamiento de las mezclas asfálticas. Sin embargo, esta propiedad afecta la trabajabilidad de las mezclas asfálticas. Las restantes propiedades de consenso son la angularidad del agregado grueso, las partículas alargadas y chatas, y el contenido de arcilla (Instituto del Asfalto, 1996).

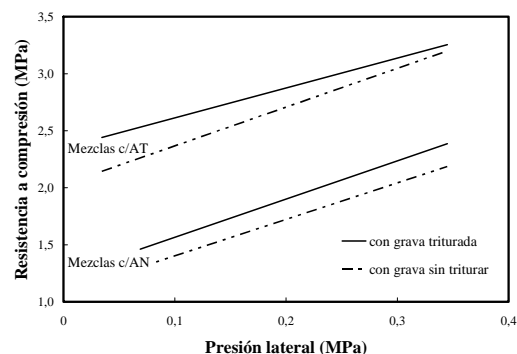
En la Tabla 2.1 se indican los porcentajes mínimos de vacíos del agregado fino en función del nivel del tránsito y de su posición en la capa del pavimento a diseñar por el método Superpave (*Superior Performing Asphalt Pavements*), según los procedimientos y ensayos originados en el programa de investigación denominado SHRP (*Strategic Highway Research Program*), que data del año 1994. En el año 2000 se efectuó una simplificación a estas especificaciones, eliminando la profundidad desde la superficie de la carpeta de rodadura como variable (Stakston, 2003). De este modo, estas especificaciones limitan el uso de arenas naturales en beneficios de las arenas trituradas.

Experiencias realizadas con arenas de diferentes mineralogías, con y sin altos porcentajes de filler, muestran que las mezclas asfálticas con arenas trituradas resultan ser más resistentes a la deformación permanente para cargas repetidas, y menos susceptibles al efecto de la temperatura que las mezclas elaboradas con arena natural. También, las resistencias a la tracción y a la fatiga de las mezclas con arenas trituradas fueron muy satisfactorias comparadas con las que contenían arena natural (Kalcheff, 1982). Kalcheff afirma que las ventajas del empleo de agregados gruesos y finos de trituración en mezclas asfálticas son conocidas, mencionando artículos publicados entre los años 1954 y 1968 por la Highway Research Board.

**Tabla 2.1:** Requerimientos para la angularidad del agregado fino, como % de vacíos en función del tránsito.

Tránsito, en 10 <sup>6</sup> ESALs	Profundidad desde la superficie (*):		Angularidad del agregado fino (**)
	<100 mm	>100 mm	
<0.3	--	--	40
<1	40	--	40
<3	40	40	43
<10	45	40	45
<100	45	45	45
≥100	45	45	45

ESAL: ejes simples equivalentes. (\*) original especificación  
(\*\*) simplificación realizada en el año 2000



**Figura 2.3:** Ensayo triaxial de mezclas asfálticas con arena natural (AN) y arena triturada (AT). (adaptado de Gray, 1964).

Otros estudios destacan que la resistencia y estabilidad de las mezclas asfálticas se basa principalmente en la trabazón mecánica de las partículas angulares del agregado, mientras que la superficie de las partículas trituradas provee suficiente área de unión agregado-asfalto para resistir los desplazamientos. Se concluye en esos trabajos que las propiedades del agregado fino son tan importantes como las propiedades del agregado grueso. Los resultados obtenidos empleando el ensayo triaxial muestran un comportamiento superior de las mezclas asfálticas que contienen agregados grueso y fino triturados. En la Figura 2.3 se muestra el comportamiento de mezclas asfálticas con arenas triturada y natural, donde se utilizaron como agregados gruesos, grava y grava triturada (Gray, 1964). En ese mismo sentido otros autores destacan la importancia de la angularidad de los agregados, principalmente del agregado fino, en la estabilidad de las mezclas asfálticas y por tal motivo, los diseñadores viales prefieren mezclas asfálticas menos trabajables, con mayor fricción interna. La cuantificación de las irregularidades geométricas de los agregados, es esencial, para el entendimiento de sus efectos sobre el comportamiento del pavimento y la selección de los agregados para producir pavimentos de adecuada calidad (Topal, 2005). Además, para minimizar la deformación permanente frente las cargas del tránsito, las arenas trituradas presentan otra ventaja, el contenido de polvo de la arena es importante para incrementar la viscosidad del asfalto y aumentar la rigidez del pavimento (Kandhal, 1998).

Se debe tener en cuenta, en base a lo analizado anteriormente, que las agencias americanas de autopistas expresamente limitan el contenido de arenas natural a emplearse en mezclas de asfalto en caliente. En el estado de Indiana el 95 % de los agregados finos y gruesos deben ser de trituración, en cambio en el estado de Kansas este valor está comprendido entre 50 y 85 %, dependiendo del tipo de carretera. Para la Federal Highway Administration (FHWA) el máximo porcentaje de arena natural es del 20 %. Además, en Europa las recomendaciones habituales son de un 50 % como mínimo, de arena triturada para todas las mezclas (Stakston, 2003).

En el año 2004, la Ciudad Autónoma de Buenos Aires aprobó las *Especificaciones Técnicas Generales de Mezclas Asfálticas en Caliente de Bajo Espesor para Carpetas de Rodamiento*, donde no se permite el empleo de arenas naturales en este tipo de mezclas. Actualmente, la Comisión Permanente del Asfalto, que redactó el documento anterior, se encuentra estudiando las especificaciones para otras mezclas asfálticas a utilizar en el resto del paquete estructural, donde el porcentaje máximo de arena natural será del 8 % (Agnusdei, 2006).

Por otra parte, la Norma ASTM D 2940 establece las especificaciones para el material granular para la construcción de bases y sub-bases en autopistas y aeropuertos, y cuando se refiere al agregado fino indica que, normalmente, consiste en finos provenientes de la trituración de rocas, aunque admite el uso de arena natural cuando es adecuada y está disponible. La incorporación de arena triturada incrementa el valor soporte del suelo, y su contenido es de 40-60 %. También, la incorporación de arena triturada reduce el contenido de cemento en las mezclas de suelo-cemento o en el estabilizado con cemento (Kalcheff, 1980).

Del análisis de la bibliografía se concluye que el uso de arenas trituradas en las mezclas asfálticas es mayor que en el hormigón de cemento portland, y esto además, se manifiesta en las normativas, en los métodos de evaluación de la forma y textura superficial de las partículas de agregado fino, y en los numerosos trabajos científico/tecnológicos específicos sobre la temática.

Finalmente, existen otros usos de la arena triturada como material de construcción. Por ejemplo, en Argentina, la trituración de material calcáreo no origina un subproducto dado que el mismo se emplea en su mayoría en la fabricación de cales y cementos, por lo que no es habitual su empleo en hormigones. En cambio, cuando la roca es dolomía, el uso del subproducto de la trituración en el hormigón se ve reducido, dado que el mismo tiene un fuerte uso en la industria siderúrgica. En ella, se la utiliza como fundente adicionándolo puro al alto horno, y en el caso de la caliza dolomítica (calcinada a 1100 °C) es agregada al horno de oxigenación básica para ampliar el período de vida de las cubiertas refractarias, protegiéndolas de las impurezas presentes en el metal fundido. Un tercer uso es la dolomita refractaria (calcinada a 1600 °C), de alta pureza (superior a 97% de CaO + MgO), utilizada como protector del ladrillo refractario en el horno de fundición.

Además, la dolomita es utilizada en la fabricación de vidrio plano, dado que el óxido de magnesio actúa como estabilizador, para mejorar la resistencia general del vidrio al ataque natural o químico ocasionado por gases o humedad. En el mismo proceso, la dolomita también actúa para disminuir la temperatura de fusión.

Otro mercado importante de la dolomita es el agrícola como aditivo del suelo, y también como materia base para los fertilizantes de magnesio y calcio que modifican el *pH* del suelo para regular su acidez, mejorar e incrementar el rendimiento de los cultivos. Este mineral también tiene otros usos: producción de cal (Morales, 1997), industria cerámica, aditivo de alimento para animales, industria de la pintura, industria química, etc.

Otra aplicación de la arena de trituración granítica y/o del polvo originado en el aserrado y pulido de bloques graníticos es la de integrar las pastas de cerámica roja, por su composición químico-mineralógica (feldespatos y cuarzo), a su naturaleza no plástica, y por no causar polución durante la fabricación y uso de los nuevos productos cerámicos. El reemplazo de pasta cerámica por polvo granítico hasta un 50 % permite obtener cerámicas para ladrillos o revestimientos con características que verifican las especificaciones de la normalización de esos productos (Menezes, 2002; Moreira, 2003). Existen otras experiencias donde se empleó basalto de la Formación Serra Geral (Misiones) como componentes no plásticos o materiales de relleno “filler” para la fabricación de cerámica roja. El material empleado correspondió a residuos generados en una planta de trituración, y a una roca de composición similar molida y utilizada como patrón. Los residuos recuperados de la planta de trituración resultaron adecuados para las diferentes formulaciones de pastas cerámicas (con contenidos de basalto entre un 40 y un 60%, en peso), presentándose como una alternativa factible para su aprovechamiento y gestión ambiental (Ciccioli, 2013).

### 2.2.1.- Empleo de Arenas Trituradas en Hormigones

El agregado ideal para elaborar hormigones raramente se encuentra disponible, y el problema que se presenta es decidir la performance que se le requiere en una determinada situación, y determinar el grado de aproximación al ideal, al cual es económicamente alcanzable (ACI 621,1961).

Entre el 65 y 75 % del volumen del hormigón está ocupado por los agregados, y sus propiedades controlan muchas de las características del hormigón. Respecto del agregado fino, que representa en el orden del 40 % del total de los agregados, sus propiedades pueden afectar al hormigón tanto en estado fresco, como endurecido. Cuando se requiere elaborar hormigones con un alto nivel de resistencia o propiedades particulares, las características de las partículas (forma, textura superficial, porosidad y mineralogía) se tornan importantes, especialmente cuando se debe seleccionar o decidir comparativamente su empleo. En el caso de las arenas trituradas estas características físicas siempre son importantes por la magnitud de sus efectos.

Las propiedades químicas, composición mineral, densidad, dureza, resistencia, estructura de poros, etc. de los agregados, dependen de la roca que les dio origen. En cambio, la forma de las partículas de los agregados triturados depende de la mineralogía de la roca madre, del tipo de trituradora y de la relación de reducción de la trituradora, mientras que su textura superficial está influenciada por la dureza, el tamaño de grano y la porosidad de la roca original (Neville, 1988).

Desde el punto de vista comercial, la producción en la Argentina de agregados triturados graníticos abarca las siguientes granulometrías, en mm: 50/80 y 30/50 (balasto), 20/30, 10/30, 10/20, 6/20, 6/12, 6/10, 4/8, y 3/6 (agregado grueso), 0/6 y 0/3 (agregado fino) y material estabilizado (Juan, 2005).

Como introducción a las principales características físicas de la arena triturada para su empleo en hormigón, en la Figura 2.4 se muestran valores de módulo de finura (*MF*) y porcentaje de polvo correspondientes a arenas graníticas de diferentes canteras de la zona de Olavarría, Provincia de Buenos Aires, resultados de ensayos realizados durante los años 1992-2010 (LEM, 2010). De este grupo de ensayos, se puede decir que el valor medio del contenido de polvo es del orden de 9 %, superior al límite máximo fijado en Argentina, y menor al establecido por la Norma BS 882 en el UK. Las arenas tienden a ser gruesas con valores de módulo de finura, en promedio, cercano al valor de la curva A de la Norma IRAM 1627.

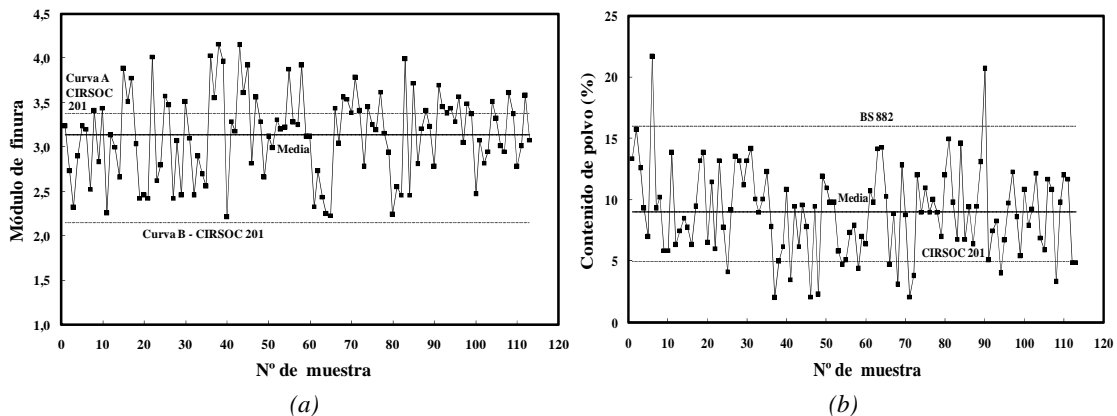
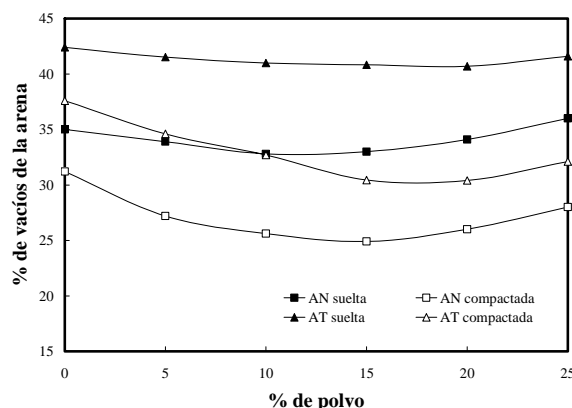


Figura 2.4: Registro de valores correspondientes al módulo de finura (a) y contenido de polvo (b) de arenas trituradas graníticas.

A modo de información complementaria, en el punto II.2 del Anexo del Capítulo 2 se detallan aspectos relacionados con la producción de este tipo de arena en diferentes canteras, como por ejemplo, la variación de la granulometría y del contenido de polvo durante dos meses.

Una diferencia importante entre las arenas naturales y las trituradas es el contenido de vacíos (IRAM 1948) entre partículas, que se mantiene aún modificando el contenido de polvo (ver Figura 2.5). Se observa, independientemente del grado de compactación del material, un contenido de vacíos superior en el caso de la arena triturada respecto a la natural silícea, y también los mínimos de las curvas se corresponden al mayor contenido de polvo en la arena triturada que en la natural, estos dos hechos se encuentran asociados a las diferencias de forma y textura de las partículas.



**Figura 2.5:** Contenidos de vacíos en arenas natural y triturada, en estados suelto y compactado.

El empleo de arenas trituradas en la elaboración de hormigones tiene mayores exigencias que en el caso de mezclas asfálticas, en cuanto a rol estructural y grado de control, y su uso tiene como base principalmente en la actualidad dos aspectos, su disponibilidad y menor costo. El primero de ellos está asociado a la producción de agregados gruesos, siendo la arena un subproducto al que es necesario darle un destino o uso; mientras que el costo del agregado en obra está influenciado muy fuertemente con el costo del transporte del material. En 1950, el Ing. Colina estimaba que el costo de los agregados que se utilizaban para corregir la granulometría tenían un costo de 3 a 5 veces superior al del material local, por la influencia del costo del transporte (Colina, 1950). Entonces, tal vez estos dos aspectos limitan el uso de arenas trituradas a la región de influencia de las plantas productoras de agregados triturados, no debiendo olvidarse los aspectos ambientales involucrados y las limitaciones en la existencia de yacimientos de arenas aptos, en muchas zonas de la Argentina o las prohibiciones de extracción como ocurre con las arenas de playa.

Por otra parte, las arenas de las playas bonaerenses presentan, de acuerdo a diversos estudios realizados, constituyentes que pueden reaccionar con los álcalis del cemento y en porcentajes superiores a los máximos recomendados, en particular, se ha detectado la presencia de calcedonia, chert, ópalo y vidrio volcánico (Traversa, 2005).

Por todo lo expuesto, una mayor generalización del empleo de arenas trituradas basado en un conocimiento científico-tecnológico de su influencia en el hormigón, se asociaría también al agotamiento de yacimientos de arenas naturales cercanos a los centros de consumo, o a limitaciones impuestas por consideraciones de orden ambiental asociadas al impacto ambiental de la producción de agregados. La Provincia de Buenos Aires presenta un dilatado litoral marítimo, lo cual ha permitido la extracción de arenas de playa que se emplean como agregado fino para elaborar hormigones



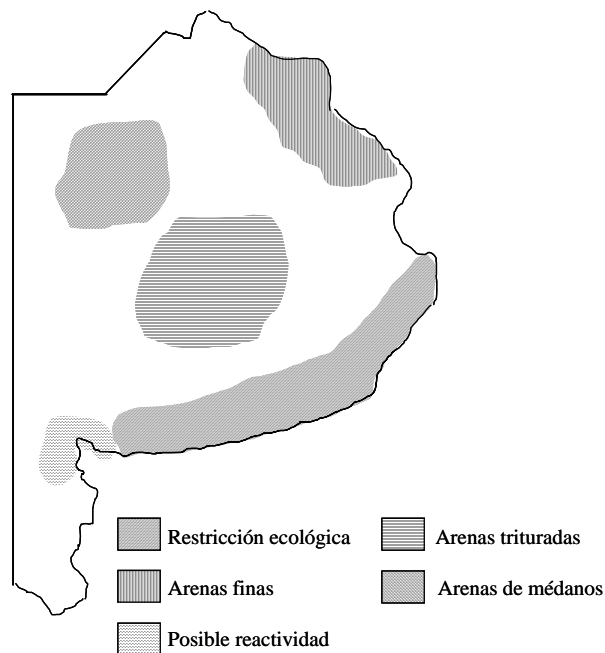
estructurales, con ventajas vinculadas con la economía de las obras, ya que disminuye el material a ser transportado (Traversa, 1977). Debe recordarse que en las proximidades del litoral marítimo bonaerense no existen yacimientos alternativos de agregados finos para hormigón. Conjuntamente con el aprovechamiento de la caliza y del granito, el de la arena constituye uno de los renglones de mayor volumen de la industria extractiva bonaerense. En el año 2005, autoridades de los municipios de la costa marítima bonaerense plantearon, avalados con estudios técnicos, el inconveniente en emplear y extraer arenas de playa, por problemas de orden ambiental (Traversa, 2005). En ese sentido, durante el desarrollo de la *Bienal de Ciencia y Tecnología* organizada por la Comisión de Investigaciones Científicas de la Provincia de Buenos Aires, en la cual participaron representantes de diversos sectores, se planteó la necesidad de encontrar alternativas en la Provincia de Buenos Aires a este problema, orientando la solución hacia el empleo de agregados finos reciclados o provenientes de la trituración de rocas (Bienal, 2005).

A nivel internacional, se puede plantear que en Venezuela existe una legislación para regular la administración, uso y manejo de las zonas costeras, con el objeto de su conservación y aprovechamiento sustentable, como parte integrante del espacio geográfico venezolano. Se establece que en la zona costera de dominio público, queda prohibido la extracción de arena y de otros minerales en las playas y dunas de las costas marinas (Ley de Reforma Parcial del Decreto N° 1468, 2004). En algunas zonas del sudoeste de Inglaterra por restricciones legislativas, los agregados son importados desde Irlanda. En este caso se utilizan agregados marinos obtenidos por medio de dragado, los cuales se encuentran exentos de un impuesto que se aplica a los agregados naturales proveniente canteras y yacimientos terrestres (Alexander, 2005). En cambio, en Argentina existe una ausencia o ineficiencia en la legislación específica de uso de suelo, tal que el manejo de los recursos naturales ha sido causante de la pérdida y/o deterioro del recurso playa y de la descaracterización general del paisaje (Nigoul, 1999). Si bien la extracción de arenas de playa puede ser una causal de deterioro, no puede atribuirse a la misma todos los efectos negativos observados, en los últimos años en la costa bonaerense.

Recientemente, se ha comenzado a regular en casos puntuales la extracción de agregados y la explotación de canteras. Por ejemplo, en la Provincia de Córdoba debido a la prohibición de extracción de agregados fluviales de los ríos, y debido al hecho que la calidad de las arenas obtenidas no siempre es la ideal, deberá promoverse el uso de la arena de trituración (Bonalumi, 2008). En la ciudad de La Rioja, la Dirección General de Minería ha suspendido la actividad en las canteras ubicadas dentro de un radio de 10 km, debido a que muchas de ellas se encontraban en zonas urbanas (Calbo, 2008). Un caso similar ocurrió en la ciudad de Tandil, Provincia de Buenos Aires, donde, en el año 2010, se aprobó una ley que protege el paisaje de la zona denominada "La Poligonal", conformada por el cruce de las rutas Nacional N° 226 y las Provinciales N° 74 y N° 30, en la que existen cuatro canteras en explotación. Esta ley establece que las canteras instaladas en el lugar deben presentar un plan de reconversión en el plazo de un año, y en otro año más, deberán cerrarse (Ley N° 14.126/2010).

El planteo realizado sobre las arenas de playa, respecto a los problemas ambientales asociados a su explotación o su posible reactividad, debe considerarse en un contexto donde aparecen otras zonas de la Provincia de Buenos Aires con inconvenientes en la provisión y uso de agregados finos. Los principales centros productores de arena se ubican en una amplia zona del Delta (Río Paraná, Paraná Guazú, canales e islas del mismo), pero el material resulta ser muy fino. En el noroeste de la Provincia de Buenos Aires se dispone de arena de médanos, que se presentan en el paisaje como suaves ondulaciones con alturas relativas del orden de los 7 metros, conformando en cercanías de la localidad de Trenque Lauquen, montículos, médanos longitudinales y médanos parabólicos. Hacia el sur de la provincia, cabe mencionar el aprovechamiento de arenas del río Sauce Grande y de los arroyos Sauce Chico, Napostá y otros del área de las Sierras Australes, las cuales pueden tener algún grado de reactividad. Varios trabajos indican que las arenas provenientes de sedimentos fluviales de las terrazas

del río Sauce Grande, están constituidas 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 (Marfil, 1993; Batic, 2005; Maiza, 2008). Finalmente, en el centro de la provincia la disponibilidad de arena se limita a las arenas trituradas. En la Figura 2.6 se indican las zonas de la Provincia de Buenos Aires con los diferentes



problemas detallados.

**Figura 2.6:** Recursos de agregados finos de la Provincia de Buenos Aires.

Por lo expuesto, cada vez más va a ser necesario encontrar nuevos yacimientos de arenas de partículas duras, resistentes y estables, libres de impurezas orgánicas y de material más fino que el tamiz IRAM 75  $\mu\text{m}$  (N° 200), que den resultados satisfactorios en los ensayos de durabilidad por ataque con soluciones de sulfato de sodio o magnesio, y que no presenten sustancias nocivas o deletéreas para el hormigón, pero cuyos granos deben tener dimensiones tales que satisfagan los requisitos de calidad del hormigón en estado fresco y endurecido. Además, se debe tener en cuenta que en nuestro país, de incrementarse las obras de infraestructuras se hace necesario disponer de fuentes de agregados aptos. En la Provincia de Buenos Aires, la existencia de muy pocos yacimientos de gravas, dadas las características de los ríos pampeanos, hace necesaria la obtención de agregados a partir de la trituración de rocas. Esta situación no difiere de otras regiones de nuestro país y a nivel internacional; observándose en muchos países una creciente escasez de agregados naturales (Rigan, 1978; Neville, 1988; Kankkuen, 1992; Kim, 1997; Alexander, 2005; Westerholm, 2008).

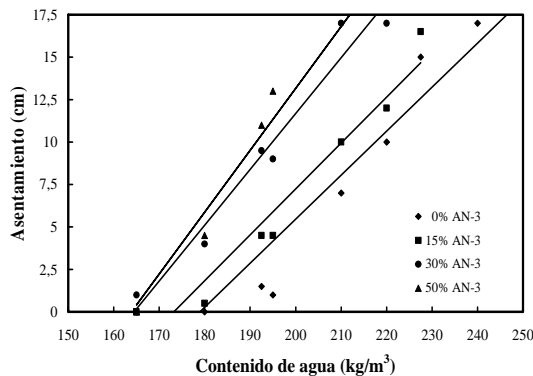
Es conocido que el agregado fino tiene una importante influencia sobre el consumo de agua de las mezclas de hormigón y morteros, e indirectamente sobre la relación agua/cemento. De este modo, la resistencia y la durabilidad de las estructuras pueden verse afectadas cuando las características físicas de la arena inducen a una mayor fricción interna de las mezclas, en estado fresco. Generalmente, la fricción se reduce con la incorporación adicional de agua, cuando el control de calidad no es el adecuado. Si bien este tema es básico en el campo de la tecnología del hormigón y existen soluciones adecuadas, en las obras pequeñas o medianas éste sigue siendo un tema de importancia por generar problemas de control en las dosificaciones y por el volumen significativo de hormigón que involucra.

## 2.2.2.- Alternativas Tecnológicas para Mejorar el Empleo de Arenas Trituradas en Hormigones

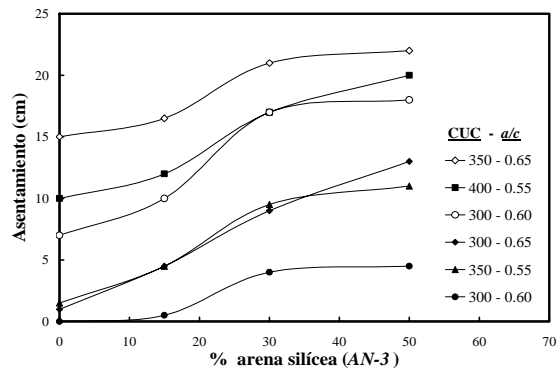
En el campo de la tecnología del hormigón es habitual que se presenten inconvenientes en la selección de los materiales componentes y en la dosificación de los hormigones, ya sea por inconvenientes en las propiedades mecánicas o por problemas de durabilidad. En estos casos, casi siempre existe una alternativa tecnológica para minimizar los riesgos de daño y asegurar la vida útil de la estructura definida en el proyecto. En el caso del empleo de arenas trituradas, si el objetivo es controlar la relación *a/c* para que el material resultante cumpla las exigencias de resistencia y la estructura pueda resistir las acciones del medio al que estará expuesto, se puede analizar alguna de las siguientes alternativas:

**Mezcla de arenas:** Esta solución se puede realizar utilizando arenas naturales de bajo módulo de finura y menor costo, o de finura similar a la arena triturada. En el primer caso, las partículas de arena natural se ubicarán en los espacios que dejan las partículas de arena triturada aumentando el factor de empaque y también, reducirán la fricción interna y mejorarán la terminación superficial del hormigón. En cambio, en el segundo caso, el efecto será más favorable pero el costo se incrementa significativamente.

Experiencias del autor (Irassar-Cabrera, 1987; Cabrera, 1991, 1991-b) sobre este tema, se refieren a hormigones con reemplazos parciales de arena triturada granítica (MF=3,25) de 0, 15, 30, 50, 75 y 100 % por arena natural silíceo de bajo módulo de finura (MF=1,97) (ver Tabla 5.1). En la Figura 2.7 se muestra el efecto de los reemplazos efectuados sobre la relación *asentamiento-contenido de agua*, y se observa que el contenido de agua para obtener una determinada consistencia está fuertemente vinculado al contenido de arena natural fina. El 30 % de reemplazo resulta ser el más adecuado, dado que un incremento de hasta el 50 % no produce un cambio significativo y proporcional de la consistencia de los hormigones (ver Figura 2.8).



**Figura 2.7:** Influencia de la incorporación de arena natural sobre la consistencia ( $R^2=0.93-0.98$ ).

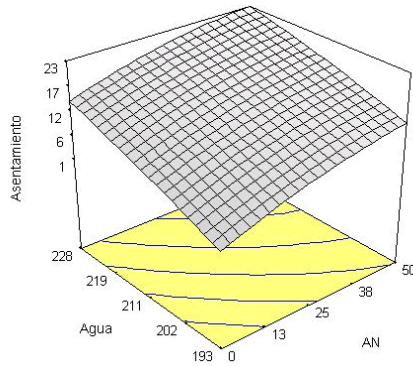


**Figura 2.8:** Variación del asentamiento en función del porcentaje del reemplazo de arena.

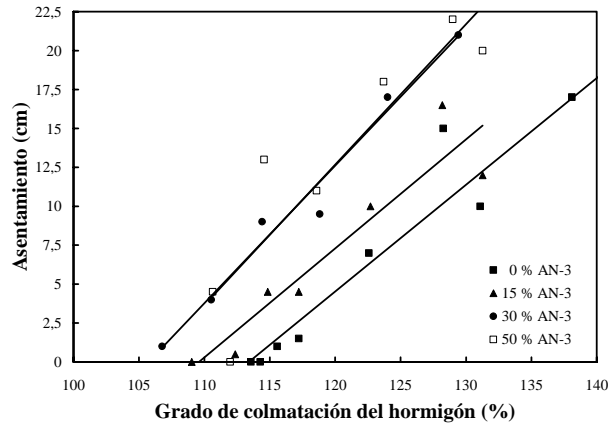
Por otra parte, los resultados fueron analizados con un programa computacional que permite realizar gráficos en 3-D, vinculando la consistencia, el contenido de agua y el % de arena natural. A modo de ejemplo la Figura 2.9 se observa que para un contenido de cemento de  $350 \text{ kg/m}^3$ , para relaciones *a/c* entre 0,55 y 0,65, el asentamiento es sensible a los incrementos del contenido de agua y/o porcentaje de arena natural en la mezcla.

También se analizó la relación entre el porcentaje de arena natural fina, el grado de colmatación del hormigón (relación entre los volúmenes de mortero y de vacíos del agregado grueso) y la

consistencia (ver Figura 2.10). El comportamiento de las mezclas con 30 y 50 % de arena natural fina es similar, y las líneas de regresión son prácticamente coincidentes. Estas mezclas tienen para una determinada consistencia, un grado de colmatación menor, en el orden de 10 unidades porcentuales, que en el caso de los hormigones con 100 % de arena triturada. Por ejemplo, para un asentamiento de 10 cm, el grado de colmatación se reduce de 128 a 117 %, con un reemplazo de un 30 % de arena triturada por sílicea.



**Figura 2.9:** Superficies de isorespuesta para un contenido unitario de cemento de 350 kg/m<sup>3</sup>.



**Figura 2.10:** Grado de colmatación de hormigones vs. Asentamiento ( $R^2=0,82-0,94$ ).

Finalmente, en la Tabla 2.2 se indican las resistencias a compresión y a tracción de los hormigones, estudiados a la edad de 28 días, y se observa que aquellos con 300 y 350 kg/m<sup>3</sup> de cemento presentan un mejor comportamiento en la resistencia a compresión con reemplazos de 30 y 50 % de arena triturada por arena natural fina. Respecto al rendimiento técnico (relación “*resistencia/contenido de cemento*”) (ver Tabla 2.3), los beneficios obtenidos por el reemplazo de arena de trituración por natural se deben a la reducción del contenido de agua, y resulta más importante para los hormigones de mayor contenido de cemento. Las mezclas con un 30 % resultan tener el mejor rendimiento, con un 14 % mayor de las mezclas con arena triturada como único agregado fino.

**Tabla 2.2:** Resistencias a compresión y a tracción por compresión diametral (MPa), a 28 días.

% Arena natural	CUC (kg/m <sup>3</sup> )	300			350			400
	Relación a/c	0,65	0,60	0,55	0,65	0,60	0,55	0,55
0	Compresión	23,9	22,4	15,3 (*)	32,1	31,5	33,5	37,5
	Tracción	2,3	2,9	1,6	3,3	3,8	3,9	4,1
15	Compresión	29,4	22,5	15,9 (*)	30,8	30,9	33,7	37,7
	Tracción	3,0	3,1	(nd)	3,7	3,4	4,0	4,0
30	Compresión	31,8	34,1	32,0	31,1	34,8	35,8	36,8
	Tracción	3,8	3,7	3,9	3,6	4,2	4,4	4,3
50	Compresión	29,0	32,1	13,0	30,7	34,8	35,0	34,0
	Tracción	3,8	3,3	2,0	3,9	3,9	4,2	4,6

(\*): mezclas extremadamente secas, con mala compactación.

**Tabla 2.3:** Rendimiento de los hormigones con mezcla de arenas triturada y natural silícea fina.

Contenido de cemento (kg/m <sup>3</sup> )	Rendimiento, en MPa/kg cemento			
	0 % AN	15 % AN	30 % AN	50 % AN
300	0,077	0,087	0,110	0,103
350	0,091	0,089	0,097	0,094
400	0,094	0,094	0,093	0,085
Rendimiento promedio	0,087 (100 %)	0,090 (103 %)	0,100 (114 %)	0,094 (108 %)

**Utilización de aire intencionalmente incorporado:** Otra alternativa para mejorar el comportamiento reológico del hormigón con arenas trituradas en estado fresco es la incorporación intencional de aire, donde las burbujas tienen dos efectos importantes sobre la trabajabilidad: incrementan el volumen de pasta y actúan como partículas sin fricción. Además, este tipo de aditivo mejora la consistencia del hormigón reduciendo la segregación y la exudación. El contenido de aire que incorporará una mezcla será función, entre otras variables, de la dosis y tipo de aditivo, y del contenido de partículas entre 300 y 600  $\mu\text{m}$ . Experiencias realizadas por la NCSA mostraron un comportamiento satisfactorio a ciclos de congelación y deshielo de series de hormigones con contenidos de aire incorporado del orden del 5,5 % (Goldbeck, 1946; Nichols, 1982).

**Empleo de aditivos reductores de agua:** Estos aditivos, y especialmente los superfluidificantes, presentan amplias ventajas para la elaboración y colocación de hormigones de diferentes tipos ante la energética acción plastificante que producen. Esta acción sobre el estado fresco será una ventaja también para los hormigones con arena triturada.

Experiencias fueron realizadas por el autor (Cabrera, 1991, 2011) sobre la importancia de la acción de los aditivos químicos en hormigones con diferentes tipos de arenas, dado que la disponibilidad en la actualidad de aditivos químicos para mejorar la reología de las mezclas frescas y controlar el contenido de agua es una posibilidad tecnológica. Para evaluar este efecto se elaboraron dos series de morteros con arenas triturada granítica y natural silícea, de idéntico módulo de finura y sin polvo, con relación "cemento:arena", en peso de "1:3" y relación  $a/c = 0,50$ . Con el fin de obtener un panorama general de los principales aditivos se emplearon un incorporador de aire (Daravair LS), un plastificante-acelerante de endurecimiento (Sikacrete) y un superfluidificante (Sikament-N).

Los resultados experimentales muestran que aún con altas dosis de aditivos, de cualquiera de ellos, la fluidez de los morteros con arena triturada no alcanza a igualar a la de los elaborados con arena natural. Respecto a la incorporación adicional de aire de los aditivos químicos, el superfluidificante es el aditivo que incorpora la menor cantidad, independientemente de la dosis empleada. Se destaca que en las dosis recomendadas por los fabricantes, los aditivos en morteros con arena silícea resultan muy efectivos en la modificación de la fluidez o en la incorporación de aire. En cambio, en morteros con arena triturada granítica el desempeño no es similar, y en algunos casos, un incremento excesivo de la dosis de aditivo puede originar inconvenientes en el fraguado o provocar un importante incremento en la exudación.

Según otras experiencias realizadas por el autor con aditivos químicos, el empleo de arena triturada dolomítica con un contenido mayor de partículas elongadas que la arena granítica, conduce a un comportamiento similar. Entonces, para ambos tipos de arenas trituradas, se concluye que para lograr morteros, y por ende, hormigones, con suficiente fluidez es necesario utilizar una dosis de aditivo mayor que cuando se emplean arenas naturales. Además, resulta necesario efectuar un ajuste de las dosificaciones, y establecer si la mayor dosis de aditivo no origina efectos secundarios nocivos para la resistencia o durabilidad del hormigón.

***Incremento de la energía de compactación:*** El empleo de una mayor energía de compactación no se puede realizar en todas las estructuras civiles, pero en el caso de los pavimentos que al carecer de armaduras, andamios y encofrados pueden ser compactados con equipos pesados, y como en los hormigones compactados a rodillo (*HCR*), la arena de trituración puede llegar a presentar ventajas competitivas. Entonces, para mezclas que posean una adecuada granulometría, con un bajo contenido de vacíos, la influencia de la forma y textura del agregado fino será menos significativa sobre el consumo de agua que en los hormigones de consistencia plástica o fluida.

La estructura del *HCR* difiere del hormigón convencional (*HC*) en cuanto a que en el estado fresco, es necesario que la mezcla tenga un valor soporte elevado ( $CBR \geq 65\%$ ) que permita que el equipo de compactación pueda actuar sobre el material, compactarlo evitando la deformación superficial (ICPA, 1987). Entonces, el contenido de pasta debe ser reducido e incrementada la energía de compactación para mantener controlada la porosidad, y que las cargas debidas a los equipos utilizados en la construcción se transmitan directamente entre las partículas de los agregados de una manera similar a las mezclas asfálticas. En cambio, en los *HC* el alto contenido de pasta hace que la vibración necesaria para el movimiento y ubicación de las partículas de agregado no sea necesariamente tan alta como lo debe ser en el *HCR*.

Experiencias fueron realizadas por el autor (Cabrera, 1989, 2004) con *HCR* para pavimentos elaborados con arenas trituradas graníticas, utilizando varias combinaciones de agregados, para obtener una curva granulométrica total con una mayor aproximación a la curva de Füller. En estas experiencias el contenido de cemento CPN fue del 9,7 a 16,7 %, para contenidos unitarios de 200 y 325 kg/m<sup>3</sup>, respectivamente. Analizando los resultados, el rendimiento de las mezclas de *HCR* fue de 0,107 MPa/kg cemento, y en los *HC* con arena triturada, 0,077 MPa/kg cemento. En resumen, las experiencias realizadas en laboratorio y a escala de obra con *HCR* con diferentes arenas trituradas, granítica, calcítica y cuarcítica, indican que:

- Los *HCR* con arenas trituradas presentan un comportamiento satisfactorio, tanto en estado fresco como endurecido, para ser empleados en pavimentos. Resulta importante la selección de los agregados para obtener una granulometría cerrada, a fin de reducir el contenido de pasta y/o agua.
- En el estado fresco, se verifica que la humedad óptima del *HCR* es independiente del contenido de cemento en el rango de 200-325 kg/m<sup>3</sup>.
- En el estado endurecido, a partir de contenidos de cemento de 250 kg/m<sup>3</sup>, la resistencia a tracción por compresión diametral supera el valor especificado por el ICPA, para su empleo en pavimentos; en cambio, el valor de compresión mínimo establecido en Suecia resulta más exigente. El rendimiento del *HCR* respecto al *HC*, ambos con arenas trituradas, es superior en un 30 %.

***Soluciones para otros problemas:*** Dentro de las problemáticas asociadas al uso de arenas trituradas se pueden encontrar, las vinculadas al mayor consumo de agua o de pasta, la contracción, el contenido de finos plásticos o la presencia de mica.

Las arenas graníticas contienen mica, y este material es liviano, laminado y al absorber agua puede desintegrarse a través de sus planos de clivaje, y de este modo, puede afectar la resistencia del hormigón. En este caso, la solución es el lavado del material para eliminar las partículas livianas o finas. El efecto deletéreo de la mica en el hormigón depende de la cantidad presente, de la forma en que se encuentra (libre o formando parte de la roca), de su orientación y posición en una determinada roca, y del tamaño de sus partículas (Schmitt, 1990). Existen experiencias que muestran que arenas con

contenidos del 5 % de muscovita reducen significativamente la consistencia y la resistencia puede alcanzar entre el 35 y 64 % del valor de la resistencia del hormigón de referencia (Fookes, 1982).

### **2.2.3.- Importancia Técnico-Económica del Empleo de Arenas Trituradas**

La industria de las rocas y minerales de uso industrial ha experimentado un crecimiento continuo y progresivo, en los últimos años, de una manera notable en todo el mundo, en paralelo al proceso de reducción progresiva de la minería metálica tradicional. Este crecimiento se relaciona con el importante desarrollo económico experimentado por la mayoría de los países desarrollados y muchos en vías de desarrollo y a la globalización de los mercados. La producción de rocas y minerales industriales tiene un orden de magnitud global de 10.000 Mt/año (Regueiro, 2002). Los recursos minerales, en sentido amplio, se suelen dividir en recursos energéticos, menas metálicas, rocas y minerales industriales (o minerales no metálicos) y aguas. Desde el punto de vista ambiental, lo alarmante de una economía no sostenible se vincula con el agotamiento de los recursos, como con la generación de residuos, por lo que se debe tratar de reducir consumos, reutilizar productos, y reciclar residuos.

La importancia económica de la utilización de arenas trituradas está relacionada con el bajo costo del material, la disponibilidad y el volumen de hormigón de la obra. Mayor será la importancia económica, si el material puede ser empleado sin tener que efectuar el lavado u otro proceso de mejoramiento. Estos procesos implican un mayor consumo de energía y de agua que incrementarán el costo del material, perdiendo competitividad y reduciendo la zona potencial de mercado para este producto. Hay regiones que no poseen yacimientos de arena natural, por ejemplo en la Provincia de Buenos Aires se transporta este material desde el río Paraná hacia el interior de la provincia, por lo cual el transporte de arenas trituradas, desde puntos más cercanos podría ser una alternativa. Además, el costo del hormigón está influenciado por el contenido de cemento, necesario para lograr una determinada resistencia o cualquier otra propiedad especificada, el uso de aditivos, la disponibilidad de agregados adecuados y la magnitud del proceso requerido para adecuar los agregados.

El aspecto técnico se relaciona con la obtención de hormigones de calidad aceptable con un material regional, donde las partículas de arena no interfieran de modo desfavorable en la estructura porosa y no presenten reacciones deletéreas o posean baja resistencia. Actualmente, la disponibilidad de los aditivos de última generación produce notables mejoras en el comportamiento del hormigón, pero el planteo de esta tesis se basa casi con exclusividad en mezclas sin aditivos, a fin de conocer la influencia de la forma y textura del agregado fino en las características tecnológicas del hormigón, sin la interferencia de aditivos químicos.

Respecto a la producción de arenas trituradas en nuestro país, se puede mencionar que la actividad extractiva de rocas para agregados pétreos depende fuertemente del desarrollo de obras civiles, por lo cual la producción anual de estos materiales ha sido oscilante, a lo largo de los últimos años, acompañando en forma alternada las etapas de crisis y los períodos de mayor actividad económica en nuestro país. En la Tabla 2.4 se indica la producción de las principales minerales utilizados en la industria de la construcción.

En Argentina en la mayoría de las provincias se explotan canteras para la producción de agregados gruesos triturados, pero en la mayoría existen ríos que por sus características proveen agregados finos, como por ejemplo, la Provincia de Córdoba. En esta provincia, los principales minerales industriales y rocas producidos son: triturados pétreos (31,9%), caliza (19,4%), serpentina (7,7%), canto rodado (6,6%), yeso (5,3%), basalto (4,8%) y arcillas (4,6%) (Segemar, 2006). En Córdoba y en San Luis

existen canteras de basalto, empleado fundamentalmente para agregado grueso y balasto. El subproducto de la trituración, en el caso de la Provincia de Córdoba, se emplea en bases de pavimento no siendo empleado en hormigones estructurales (Secretaría de Minería, 2006).

**Tabla 2.4:** Producción de rocas relacionadas con la industria de la construcción.

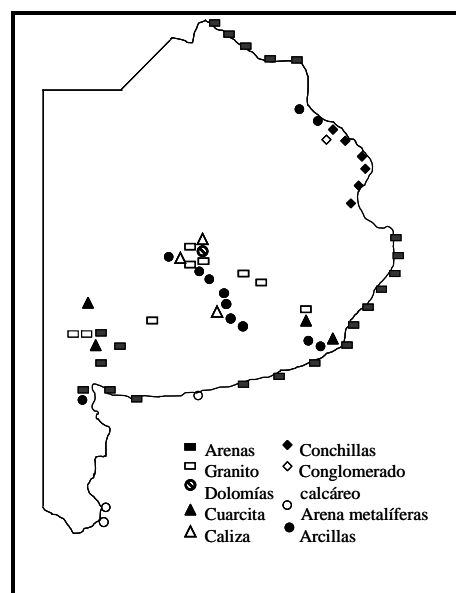
Minerales no metalíferos	Producción (miles de toneladas)	
	2001	2005
Calizas	6.074	12.476
Cuarcita	386	517
Arenas de construcción	10.518	21.017
Dolomita triturada	283	371
Arenas silíceas	891	461
Triturados pétreos (*)	5.669	9.616
Canto rodado	4.067	10.083

(\*) incluye triturados de roca granítica, cuarcitas, pórfidos, gneiss, calcáreos, etc.  
Fuente: Dirección Nacional de Minería. Información del CITAB-BPBA, 2005.

En la Provincia de Chaco los yacimientos de material pétreo aptos para la producción de piedra triturada están ubicados en el noroeste de la Provincia, y están constituidos por cuarcitas (ortocuarcitas) y areniscas, con interposiciones en menor escala de calcáreos y arcillas, distribuyéndose el conjunto en forma de estratos o bolsones. En la Mesopotamia, también se explotan algunas canteras de rocas, y la Provincia de Misiones es la principal productora del país de basalto (0,50 Mt/año), destinado principalmente para triturados pétreos. En todo el sur argentino existen gravas y arenas, por lo cual la trituración es mínima, mientras que en el Norte ocurre una situación similar. Los ríos de montaña proveen los agregados naturales gruesos y finos, con lo cual solamente es necesaria la tarea de tamizado (Cortezzi, 1988; Segemar, 2006).

**Tabla 2.5:** Producción de rocas en la Provincia de Buenos Aires, por partido.

Partidos	Tipo de Rocas
Baradero, Campana, Monte Hermoso, Quilmes, Tigre, San Fernando	Arena
Olavarría	Granito y dolomita triturados, caliza, arena de cantera
Benito Juárez	Caliza, arena
Tandil, Torquinst	Granito triturado, arena de cantera
Villalonga (Partido de Patagones)	Canto rodado, arena
Gral. Pueyrredón, Saavedra	Cuarcita triturada, arena
Gral. Lavalle	Arena médano
Azul, Balcarce	Granito triturado



**Figura 2.11:** Recursos mineros de la Pcia. de Buenos Aires relacionados con la tecnología del hormigón.



En la Provincia de Buenos Aires se desarrollan dos cordones serranos, los sistemas de Tandilia y Ventania. En el de Tandilia existe una importante explotación de canteras para la producción de agregados triturados que tienen como mercados la Capital Federal, y las ciudades cercanas, Tandil, Olavarría, Azul, Mar del Plata, etc. En el sistema de Ventania existen yacimientos de arenas naturales en las cuencas de alguno de sus ríos, y también, existen canteras de agregados triturados. La minería en la Provincia de Buenos Aires comprende actividades extractivas, con una producción del orden de 24 Mt/año, y en ella se produce la mayor parte de los triturados pétreos del país. Conjuntamente con el aprovechamiento de la caliza y del granito, el de la arena constituye uno de los renglones de mayor volumen de la industria extractiva bonaerense, no así el del canto rodado que se resume en explotaciones reducidas.

Desde el punto de vista económico-minero, la actividad extractiva de las rocas graníticas se ha concentrado muy particularmente en tres partidos: Olavarría, Azul y Tandil, que representan el 90% de la producción provincial. Además de estos tres polos, existen otras explotaciones en Tornquist, Pigué y Patagones. Las principales rocas relacionadas con la tecnología del hormigón que se explotan en la Provincia de Buenos Aires se indican en la Tabla 2.5, y en la Figura 2.11 se señala la ubicación geográfica de los principales yacimientos y canteras.

### **2.3.- Agregados Reciclados**

La problemática de la forma y textura de las partículas de los agregados triturados es la misma que atañe a los agregados reciclados. En este contexto, se debe tener en cuenta que la industria de la construcción es un sector de actividad tecnológica que consume grandes volúmenes de recursos naturales, y resulta ser uno de los más indicados para absorber residuos sólidos y/o reciclar hormigón, proveniente de estructuras que han cumplido su vida útil. Algunas estimaciones indican que a nivel mundial se consumen 1.600 Mt de cemento (unos 2.500 Mt de materias primas naturales), 1.000 Mt de agua y unos 11.000 Mt de agregados, que representan un total de 14.500 Mt de recursos naturales utilizados en la elaboración de hormigones (Bonavetti, 2004). Además, el uso intensivo de yacimientos de agregados y los factores geográficos llevan a la utilización de agregados provenientes de la trituración de rocas o de agregados reciclados. Generalmente, la decisión del uso de estos agregados se basa en cuestiones de orden económico, aunque hoy las industrias también tienen como objetivo, producir en un marco lo más sustentable posible.

El criterio de la sustentabilidad debe regir desde la concepción del proyecto hasta el final de la vida útil y su posterior reciclado, es decir, se debe evaluar el ciclo de vida de la estructura (de la cuna a la tumba). Una de las definiciones más aceptadas de sustentabilidad es: *“Satisfacer las necesidades de las generaciones presentes sin comprometer las posibilidades de las del futuro, para atender sus propias necesidades”* (Brundtland, 1987).

Se debe tener en cuenta que anualmente una gran cantidad de residuos de demolición y de la construcción se producen en todo el mundo, y que su deposición crea problemas ambientales que se incrementan con el transcurso del tiempo. Se estima que 200 Mt/año de desechos de la construcción se generan en la Unión Europea (Gómez-Soberón, 2002). La demolición de pavimentos y edificios tiene como resultado la producción de escombros que por medio de un proceso de separación de elementos no deseables, trituración y de clasificación pueden proveer de agregados para ser empleados en el hormigón. Estas partículas estarán contaminadas de pasta de cemento endurecida, yeso, vidrio, metales, restos de mampostería y de una cantidad menor de otras sustancias.

En el Reino Unido, anualmente 77 Mt de desechos de demolición y de construcción se generan. Un gran porcentaje de los desechos de demolición comprende al hormigón triturado y existe un gran interés en ser reutilizado como agregado. A su vez, existen pocos estudios dirigidos a cuantificar la forma de las partículas de agregado reciclado (Chidiroglou, 2006). El Comité Técnico CEN/TC 154 ha elaborado cinco borradores de normas sobre agregados reciclados, de los cuales el prEN 933-11 se refiere a la determinación de las propiedades geométricas del agregado grueso reciclado, evaluadas mediante la determinación del índice de angulosidad establecido por la Norma BS 812, Parte 1.

En cuanto a la cantidad de agregado fino que se genera al triturar los hormigones, algunas experiencias determinaron que dicha cantidad resulta mayor a medida que la resistencia del hormigón que se tritura disminuye, debido al menor contenido de cemento y la mayor cuantía de arena que presentan los hormigones más pobres (Sri Ravindrarajah, 1985). En cambio, otros autores, cuantificaron la producción de partículas menores de 4,75 mm en valores entre 25 y 30% del hormigón a reciclar, independientemente de su resistencia (Buttler, 2003).

El agregado fino tiene un grado mayor de contaminación que el agregado grueso. Los primeros trabajos sobre el empleo de escombros en hormigón fueron realizados después de la 2ª Guerra Mundial. El agregado fino proveniente de una demolición parece no tener un efecto importante en la resistencia a compresión del hormigón nuevo, pero sí reduce su trabajabilidad, incrementa la contracción por secado y el creep, hasta en un 100 % respecto al hormigón con agregado convencional (Kerkhoff, 2001). Otros autores, en base a estudios experimentales han obtenido que el empleo de arena de demolición lleva a utilizar entre 42 y 58 kg/m<sup>3</sup> más de cemento, y se debe limitar el contenido de yeso al 1 %, con el fin de controlar la expansión (Buck, 1977). Recientemente, estudios con agregados finos reciclados muestran que este tipo de agregado presenta características similares a las arenas trituradas; y a edades de 7, 28 y 70 días, los hormigones elaborados con hasta un 75 % de arena reciclada presentan valores de resistencia y de módulo de elasticidad similar y/o superior que los hormigones con arena natural (Zega, 2006, 2011). Otras investigaciones han determinado que el agregado grueso reciclado tiene una influencia negativa mayor sobre las resistencias a compresión y a tracción, la relación  $a/c$  y el módulo de elasticidad, que el agregado fino reciclado (Bezerra Cabral, 2010; Lovato, 2012).

El RILEM Comité 121-DRG clasifica a los agregados reciclados en tres grupos, los que contienen escombros de mampostería, los obtenidos por escombros de hormigones viejos, y una mezcla de agregados naturales (> 80 %) y escombros de las categorías anteriores. Por su parte, el Código Alemán (DafStb) permite el empleo de la fracción fina reciclada, previo cumplimiento de las mismas propiedades que las arenas naturales. Limitando el contenido al 20 %, en elementos estructurales que se encuentren en el interior y no lo permite en el caso de elementos al exterior (Grübl, 1998).

El ACI 555, "*Removal and Use of Hardened Concrete*", establece las especificaciones que deben cumplir las arenas de demolición, e informa que hormigones elaborados con 100% de agregados reciclados, presentan resistencias del 15 al 40 % menores que hormigones con agregados naturales. Además, que el módulo de elasticidad se reduce entre el 25 y el 40 %; y respecto a la contracción por secado, en los hormigones con agregados reciclados es entre 70 y 100 % mayor, que la correspondiente a mezclas con agregados naturales. La permeabilidad, en hormigones con relaciones  $a/c$  entre 0,50 y 0,70, es de dos a cinco veces el valor de los hormigones con agregados naturales.

Otras experiencias realizadas con agregados gruesos reciclados muestran que la resistencia y el módulo de elasticidad de estos hormigones son del orden del 60 %, de los valores correspondientes al hormigón de control. La trabajabilidad y la durabilidad de las mezclas estudiadas fueron satisfactorias. Sin embargo, algunas evidencias muestran que cuando el hormigón falla, la adherencia del mortero al agregado grueso reciclado es lo que constituye la unión más débil (Metha, 1993).

En 1997, la *Japan Federation of Economic Organizations* demanda a la industria la reducción del CO<sub>2</sub>, la reducción de desechos industriales y el mejoramiento del reciclado. En ese marco se llevaron a cabo experiencias en hormigones con el empleo de 16 tipos de agregados finos reciclados, donde se estableció que existe una alta correlación entre las propiedades del agregado reciclado y la relación *a/c* del mortero original. Los estudios realizados comprenden las propiedades mecánicas y durables, y la estabilidad volumétrica (Dosho, 1998).

Otras experiencias realizadas con agregados gruesos y finos reciclados, provenientes de la trituración de hormigones viejos han permitido obtener hormigones con una adecuada trabajabilidad, y resistencias a compresión en el rango de 20-40 MPa a los 28 días. El contenido de cemento para los hormigones más pobres se incremento hasta en un 49 %. El agregado fino con hasta un 20 % de reemplazo por arena reciclada no varía sustancialmente, la absorción del hormigón (7 %), a partir de ese porcentaje de reemplazo se incrementa rápidamente hasta llegar al 11 %. Una tendencia similar ocurre con el contenido total de poros. El comportamiento de hormigones reciclados muestra que la carbonatación depende fuertemente de la composición química del hormigón y no solamente de los aspectos físicos. Para los hormigones de 30 y 40 MPa, el valor de la carbonatación se mantiene independiente del contenido de arena reciclada, en cambio en los hormigones de 20 MPa, la profundidad de la carbonatación es mayor, cuando el 100% es agregado natural. En resumen, de este trabajo se destaca que cuando el agregado fino natural ha sido reemplazado por un agregado reciclado el comportamiento del hormigón (absorción y carbonatación) es igual o mejor que el de referencia que contiene el 100 % de agregados naturales (Levy, 2004).

Otros estudios relacionados con las propiedades ingenieriles de los hormigones, realizados con agregados finos y gruesos reciclados provenientes de la trituración de hormigones viejos, confirman que hormigones de alta calidad pueden elaborarse con este tipo de agregados. Algunos estudios de durabilidad de hormigones con reemplazos total o parcial de agregados reciclados, muestran resultados muy prometedores. Sin embargo, es necesario determinar la performance de este tipo de hormigones en condiciones reales de exposición. Estudios de laboratorio de morteros con reemplazo de agregados finos de 0 a 100 %, inmersos en solución de sulfato de sodio al 5 %, indican que reemplazos de hasta el 50 % pueden tener un comportamiento beneficioso, evaluando la expansión y la resistencia, asociado a la mayor absorción del agregado (10,3 – 6,6 %). La absorción y la cantidad y calidad del mortero adherido sobre las partículas del agregado juegan un importante rol sobre la resistencia y las propiedades de durabilidad del hormigón elaborado con agregados reciclados (Lee, 2005; Fumoto, 2006).

Otras experiencias realizadas en nuestro país sobre la durabilidad de hormigones con agregados reciclados, evaluando la absorción capilar, la carbonatación, los perfiles de ingreso de cloruros y los potenciales de corrosión, muestran que reemplazos del 50 % de agregado grueso por reciclado no afectan la durabilidad de las armaduras, siempre que se utilice una matriz cementícea de baja relación *a/c*. Las diferencias encontradas se relacionan más con el tipo de curado que con el tipo de agregado (Di Maio, 2002; Villagrán, 2005). Sobre el tema existen otras importantes experiencias locales para tener en cuenta (Di Maio, 2002, 2003; Tonda, 2008; Zega, 2008, 2010; Acri, 2010; Moro, 2010, 2010-a).

Resumiendo, los problemas de forma y textura del agregado fino sobre las propiedades del hormigón, tendrán una mayor importancia a medida que se produzca el agotamiento o la limitación por cuestiones ambientales de yacimientos de arenas naturales, y ante el uso de agregados reciclados que constituyen un campo muy amplio para estudiar, con una problemática similar al de las arenas trituradas.

## 2.4.- Antecedentes Nacionales sobre la Utilización de Arenas Trituradas en Hormigones

En la Provincia de Buenos Aires la explotación de agregados pétreos de trituración se remonta hacia fines del Siglo XIX, entre los años 1860 y 1870, cuando comenzaron a explotarse yacimientos de piedra caliza y granito. Las explotaciones a cielo abierto estaban ubicadas, en un principio, en terrenos fiscales que eran cedidos bajo la figura del arrendamiento, a cambio de un pago anual. Uno de los primeros establecimientos fueron las canteras y caleras "*La Providencia*", fundadas en el año 1880. Los primeros componentes de la firma Datteli & Cía., fueron Don Antonio Datteli y Don Adolfo Avila (Paz, 1999).

En referencia al desarrollo en nuestro país de la tecnología del hormigón, en la que se encuadra el tema de la presente tesis, el mismo cobra un fuerte impulso a partir de la creación del Laboratorio de Ensayos de Materiales e Investigaciones Tecnológicas – LEMIT, en 1942. Antes de esa fecha ocurrieron acontecimientos relevantes que marcan el comienzo de esta disciplina. Entre los años 1872 y 1875 Tomás Fur instaló la primera fábrica de cemento Portland en Rosario. Luego, entre 1908 y 1990 se construyeron 19 plantas de cemento. En 1904 se inauguró el Laboratorio de Ensayos de Materiales de Obras Sanitarias de la Nación para posibilitar el control de calidad del cemento.

Posteriormente, en 1918 en la Universidad Nacional de La Plata se crea el Laboratorio de Ensayos de Materiales, y en 1952 se dicta por primera vez un curso regular sobre "*Tecnología del Hormigón y de los Materiales Bituminosos*". Otro acontecimiento para destacar ocurre en 1928, cuando comienza la construcción de la primera ruta pavimentada de hormigón, el camino entre las ciudades de Morón y Luján. En 1935 se crea el IRAM, encargado de la normalización referida a especificaciones y métodos de ensayo del hormigón y de sus materiales componentes (Fava, 1990).

Ante el desconocimiento del comportamiento de las distintas marcas de cemento de fabricación nacional, como elemento integrante de los hormigones, en el LEMIT se desarrolla un amplio estudio sobre la resistencia de rotura a compresión, previsible para una edad determinada, en función de la relación *a/c*. Los resultados se publican en 1948, y constituye un importante antecedente a nivel nacional del estudio de los hormigones, dado que el mismo solo es precedido por la realización de ensayos no sistemáticos (Fava, 1948). Por último, se debe destacar la creación de la Asociación Argentina de Tecnología del Hormigón (AATH) en 1974, con una amplia trayectoria en la difusión y promoción de los últimos conocimientos sobre el tema.

El uso de agregados finos triturados en hormigones no presenta antecedentes significativos registrados en la bibliografía referida a la tecnología del hormigón. En nuestro país, los trabajos sobre hormigones, generalmente, se basan en mezclas donde se utilizan arenas naturales, debido a la importante disponibilidad de arenas naturales y al hecho de que los centros de consumo y de investigación de tecnología del hormigón estuvieron inicialmente en zonas donde el agregado fino provenía de yacimientos fluviales.

En 1947, en la *Primera Conferencia del Hormigón y otras Aplicaciones del Cemento Portland*, desarrollada en Buenos Aires y organizada por el ICPA, el Ing. Colina presenta un trabajo sobre la problemática del uso de agregados finos con bajo módulo de finura, donde se indica que la corrección de la granulometría se lograba por medio de la mezcla con agregados obtenidos por la trituración de rocas. En el trabajo se informa un análisis económico con un ejemplo, donde se incluye arena cuarcítica de trituración proveniente de Mar del Plata (Colina, 1950).

En 1997, en la 8ª Reunión Técnica de la AATH se presenta el primer trabajo sobre este tema, "*Dosificación de Hormigones con Arena de Trituración*", (Cabrera, 1987). Dicho trabajo tiene como objetivo establecer los porcentajes adecuados de mezcla de arena triturada y de arena natural de bajo

módulo de finura, para distintos contenidos de cemento y para relaciones  $a/c$  variables (entre 0,55 y 0,65). En el estudio se presentan los resultados de resistencia a compresión y tracción. Las conclusiones destacan que porcentajes de reemplazo de arena mayores del 30 % no proveen un mejoramiento importante en las características del hormigón en estado fresco. La incorporación de bajos porcentajes de arena natural, de bajo módulo de finura, reduce significativamente el contenido de agua. En el estado endurecido se concluye que la influencia de la incorporación de arena natural influye en las mezclas con altos contenidos unitarios de cemento y con relación  $a/c = 0,55$ .

Respecto a los antecedentes de obras, en la construcción del embalse El Nihuil (año 1942), Provincia de Mendoza, se utilizó una mezcla de agregados finos que contenía entre 8 y 30 % de arena triturada producida en la trituración del agregado grueso basáltico (ver Figura 2.12.a). El módulo de finura de la arena triturada estuvo comprendido entre 3,15 y 3,50, y su empleo fue para corregir el módulo de finura de la arena natural de río cuando no alcanzaba el valor mínimo de 2,50. En los estudios realizados, el empleo de un porcentaje mayor al 25 % producía mezclas ásperas, difíciles de trabajar y con un alto consumo de agua. Los resultados obtenidos indicaron que para un contenido unitario de cemento de  $250 \text{ kg/m}^3$ , las resistencias a compresión eran de 30 y 41 MPa a 28 y 90 días, respectivamente (Pérez, 1950).

La represa de Salto Grande, Figura 2.12.b, comprendió la elaboración de  $2.000.000 \text{ m}^3$  de hormigón, de los cuales  $1.600.000 \text{ m}^3$  se utilizaron en el dique (muros de gravedad, vertederos, centrales). En las dosificaciones se utilizó un agregado fino compuesto por una mezcla de arenas silíceas finas y trituradas basálticas. La fracción triturada, de basalto no estaba contaminado con minerales arcillosos, comprendido entre los tamices N° 4 y N° 30 (Giovambattista, 1977).



**Figura 2.12:** Represas de Nihuil (Mendoza) (a) y de Salto Grande (b).

En los hormigones de la represa de Piedra del Águila, para mejorar la granulometría del agregado fino aluvional, se incorporó en el orden del 30 % de arena triturada proveniente del procesamiento de la roca de la excavación de la fundación (Baylac, 1989). Más recientemente, en la presa de Urugua-í, construida con hormigón compactado a rodillo, el 41 % de los agregados consistió en rocas basálticas trituradas con tamaño nominal "0-6 mm" (Buchas, 1989). Con respecto al comportamiento durable de los hormigones de las obras anteriormente citadas, no se ha encontrado información disponible sobre la existencia de patologías atribuibles al uso de arenas trituradas.

En la zona de Olavarría existe un gran número de pavimentos y estructuras de hormigón armado realizadas con hormigones con importantes contenidos de arena triturada granítica. En el año 2004, se realizó el pavimento del Camino de los Pueblos (Olavarría) donde el hormigón empleado contenía arena triturada granítica en un 40 % del total del agregado fino (ver Figura 2.13). El volumen de hormigón

colocado fue de  $16.356 \text{ m}^3$ , con asentamientos de 2-5 cm, y con una resistencia característica de 35 MPa. El material mostró un comportamiento muy satisfactorio tanto en el estado fresco, como en el endurecido (Irassar, 2005). Las inspecciones visuales realizadas por el autor, en las obras antes mencionadas indican un comportamiento satisfactorio respecto a la durabilidad de las mismas, presentando algunas de ellas otros tipos de patologías vinculadas con problemas en las fundaciones o de mantenimiento.



**Figura 2.13:** Pavimento en Olavarría: construcción (a), y vista satelital (b) ([www.maps.google.com](http://www.maps.google.com)).

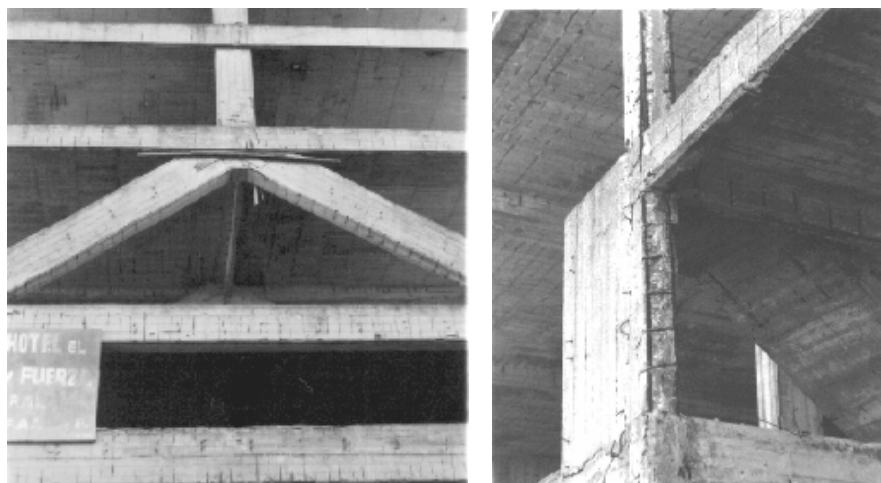
Respecto al avance del tema de corrosión del acero de refuerzo en nuestro país, y teniendo en cuenta que J. Monier en 1867 en Francia patenta la idea del hormigón armado, antes de la patente obtenida por Monier, Joseph Lambot construyó barcos de ferrocemento en Francia, alguno de los cuales se mantuvieron en buenas condiciones 100 años después. Esta combinación permitió incrementar la resistencia a tensiones de tracción de los elementos estructurales por la presencia del acero, posteriormente, se comprueba la protección del hormigón al acero.

En Argentina existen obras muy posteriores, aunque con una larga vida en servicio, como p.e. el túnel ferroviario entre Plaza Miserere y Puerto Madero (1912) y varios puentes en servicio en la Provincia de Buenos Aires, que fueron construidos en los años 30 del siglo pasado. A pesar de los avances tecnológicos producidos, otros edificios más modernos de hormigón armado construidos durante los años 1970-80 presentan graves problemas de corrosión de sus armaduras (ver Figura 2.14), especialmente aquellos ubicados en la costa atlántica (Cabrera, 1997).

Esto ha ocurrido aún cuando en el LEMIT en el año 1953, el Dr. C. Ruíz manejaba en ese momentos conceptos muy vigentes relacionados con la vida en servicio de las estructuras, destacando que la “oxidación del hierro, la carbonatación de la cal, la hidratación del yeso y la acción del agua pura sobre el cemento Pórtland son ejemplos suficientes para mostrar que los materiales tienen su origen en componentes de la corteza terrestre que el hombre transforma, pero que tienden a volver a su estado primitivo”, y también que “desde el punto de vista práctico, lo más importante es conocer, prever y modificar la velocidad con que se cumplen las reacciones químicas que producen el deterioro y si ésta es suficientemente lenta la vida útil del material, y en consecuencia de la estructura, queda asegurada” (Ruíz, 1953).

Los trabajos del autor con otros investigadores muestran que los agregados empleados en la costa bonaerense, especialmente los finos contienen, en general, cantidades muy elevadas de cloruros y

de conchillas. Las conchillas han inducido a utilizar altos contenidos de agua que han elevado la porosidad del hormigón. Los tenores de cloruros han significado concentraciones iniciales en el hormigón fresco superior al umbral de corrosión. Los valores obtenidos sobre muestras de hormigón tomadas en estructuras corroídas, muy jóvenes y distantes del mar, corroboran estas afirmaciones. Las observaciones efectuadas advierten sobre la necesidad de un tratamiento cauteloso de los agregados disponibles en la región.

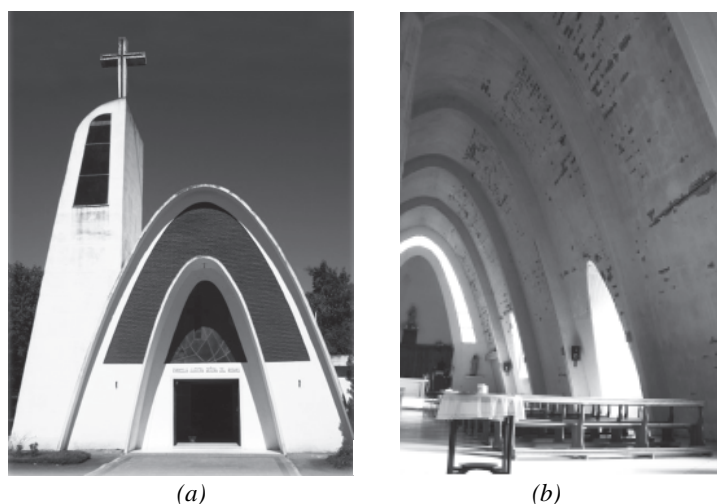


**Figura 2.14:** Signos de corrosión de armaduras en una estructura de hormigón armado frente al mar en Necochea.

En la mayoría de las obras relevadas se observaron fallas de colocación y compactación del hormigón, quedando en muchos casos las barras en contacto con la atmósfera. Los recubrimientos fueron claramente insuficientes y hasta inexistentes, lo que constituyó el lugar preferencial para la aparición de los primeros síntomas de deterioro. En el grupo de las estructuras de mayor edad predominaron los revoques y revestimientos, mientras que en las más recientes, el uso del hormigón a la vista sin protección superficial agrava las situaciones anteriormente planteadas. Los efectos de las prácticas constructivas deficientes se manifestaron aún por encima de otras causas de innegable importancia, como son la contaminación del hormigón fresco con cloruros y la distancia de las estructuras respecto del mar, debido a que exponen a las armaduras desde el inicio a las condiciones más favorables para el progreso de la corrosión. La situación descrita anteriormente muestra que existen fallas groseras y generalizadas en los controles de: proyecto, calidad intrínseca del hormigón y ejecución de las obras de hormigón armado en ambiente marino. Puede inferirse que, en los distintos niveles de responsabilidad, existe una priorización errónea de los aspectos económicos inmediatos que desprecia ó ignora las consecuencias de sus decisiones sobre la seguridad, durabilidad y el costo final de las obras, el cuál también incluye a los gastos de mantenimiento y reparación (González-Cabrera-Rahhal, 1997 y 1998).

Un punto para destacar resulta ser que en el libro del “*Método para la Dosificación de Hormigones*” en su página 7, indica que la adición de cloruro de calcio no produce un efecto nocivo al acero, aún en dosis del 2% para obtener hormigones de alta resistencia inicial (G. Balado, 1978), a pesar de estar limitado su uso desde el 1964 por el PRAEH. En UK después de número de colapsos debidos a la corrosión, se enmendó en 1979 el Código Británico 110 prohibiendo añadir cloruro de calcio al hormigón pretensado, armado, y al hormigón que contenga metal embebido (Metha, 2006). Un caso asociado al uso de este tipo de aditivo y arena triturada en esa época (1964), es la capilla de la localidad de María Ignacia-Vela (Partido de Tandil, Provincia de Buenos Aires), con una estructura compuesta por una losa curva apoyada sobre pórticos en forma de arcos de hormigón armado, en un ambiente rural

(Figura 2.15), donde se empleó un hormigón con  $300 \text{ kg/m}^3$  de cemento, con una dosificación 1:3:3 y una relación  $a/c$  del orden de 0,65 (Traversa, 2011). La cubierta muestra un grado de deterioro importante, con la pérdida de sección de la armadura superior al 30 %, porcentajes elevados de cloruros (0,17 % en peso de hormigón) junto a la pérdida de alcalinidad del hormigón ( $pH=8.8$ ) que han permitido una generalización en el proceso de corrosión de las armaduras. Los arcos no presentan efectos de la corrosión, debido tal vez que fueron ejecutados en forma separada y el hormigón sea de una mayor calidad.



**Figura 2.15:** Iglesia Nuestra Sra. del Rosario de María Ignacia-Vela: (a) vista exterior y (b) desprendimientos del recubrimiento.

Respecto a la influencia del agregado fino sobre el proceso de corrosión del acero de refuerzo, en el año 2002, en la Universidad Nacional del Sur se presenta una tesis de maestría donde se emplean diferentes arenas naturales y una triturada, aunque la tesis estudia principalmente el efecto del curado y algunas propiedades del hormigón sobre el mecanismo de corrosión en vigas de hormigón armado (Schierloh; 2002). Posteriormente, en el año 2006 se presentan resultados de la influencia del tipo de agregado fino triturado sobre la succión capilar, que es uno de los principales mecanismos de transporte para la corrosión del acero. Como conclusión general se obtuvo que la velocidad de succión capilar se ve sensiblemente afectada, cuando se cambia la granulometría de la arena; y también cuando se modifica la forma y textura de las partículas del agregado fino, por el cambio de la estructura porosa ante la variación de la tortuosidad de las interfaces (Cabrera, 2006).

Desde la década del '90 en nuestro país se está trabajando en varios centros de investigación sobre la durabilidad y el diseño por durabilidad, siendo estos temas los que mayoritariamente se presentan en nuestros eventos científicos. Un aporte al diseño por durabilidad lo constituye el artículo "Avances en la Normalización de la Resistencia a la Carbonatación de Estructuras de Hormigón Armado", realizado por L. Eperjersi y otros, evalúa el avance de la carbonatación en estructuras existentes y se lo compara con el modelo de carbonatación sugerido por la Instrucción española EHE-08 (Eperjersi, 2011). Los autores concluyen que la incorporación del estado límite de durabilidad y los modelos para inferir la vida útil en servicio respecto de la corrosión de las armaduras, propuestos por la citada instrucción, representan un logro importante. No obstante, estos avances deben ser considerados con precaución. En este trabajo, referido a la corrosión por carbonatación, se ha comprobado la sensibilidad del modelo respecto de algunos de los parámetros involucrados, sobre los cuales existe poca información de los valores asignados.



## **2.5.- Antecedentes Internacionales sobre la Utilización de Arenas Trituradas en Hormigones**

Los antecedentes internacionales, según Gray, respecto al uso de arenas trituradas se remonta a comienzos del Siglo XX, y la información aparece en la literatura técnica a partir de la década del '30 en trabajos realizados por C.C. Furnas, F.O. Anderegg, H.R. Fox, A.T. Goldbeck, L. Dow y otros. Una de las primeras publicaciones sobre el tema fue el NCSA Bulletin N° 10, “*Stone Sand*”, escrito por A.T. Goldbeck en 1936. En este trabajo se diferencia la *stone sand* de la *stone screenings*, siendo esta última el material triturado que pasa por los tamices ½” o ¼”, y que no le ha sido eliminado el polvo ni ha recibido ningún otro tratamiento. Los estudios de las propiedades básicas y funciones del agregado fino de trituración llevan a aceptar a este material, en zonas donde compiten económicamente con la arena natural. La producción de arena calcítica, según el Bureau of Mines, pasa de 229.890 toneladas en 1938 a 2,56 Mt en 1956. A partir de esta última fecha el volumen producido se mantiene en el orden de las 2,0 Mt/año (Gray, 1964).

En Estados Unidos la arena triturada se comenzó a comercializar en 1930, y este tipo de arena ha sido usado por la industria del hormigón por más de 50 años, con pequeño reconocimiento de sus especiales características. En la década de 1930, en varias especificaciones aparece el uso de arenas trituradas: Federal Specifications Board (1935), Ohio State Highway Department Specifications, y NCSA. En 1984 el Departamento de Transporte del estado de Carolina del Norte especifica la granulometría, permitiendo hasta un 10 % de finos menores a 75 µm (Mc Keagney, 1985).

El Manual Americano del Hormigón indica que la elección de los agregados para el hormigón está limitada por razones económicas a depósitos locales, y el acierto en dicha elección implica la apreciación de las características ventajosas y perjudiciales que determinan la calidad de los agregados y de la posibilidad de mejorar los materiales disponibles por procedimientos adecuados. Además, indica que el empleo de arena fabricada por la trituración de rocas o gravas puede dar por resultado una mezcla áspera y sólo debe recurrirse ella cuando es imposible conseguir arena natural apropiada a un costo razonable (Manual Americano del Hormigón, 1952). Además, indica que el empleo de agregados triturados requiere un mayor contenido unitario de cemento que en el caso de un hormigón que contiene arena y grava bien redondeadas. Aconseja el empleo de aire intencionalmente incorporado para mejorar la trabajabilidad de los hormigones con agregados triturados.

Goldbeck, en un artículo sobre la producción de agregados triturados, donde se describen los principales procesos desde la prospección del yacimiento hasta la clasificación y lavado de los agregados, sólo contiene un breve comentario sobre el uso de agregados finos triturados en hormigones, donde especialmente se destaca su empleo en la construcción de presas. Se aconseja la remoción del material que pasa el tamiz N° 100 (150 µm) por un proceso seco o por lavado. También, se indica como granulometría excelente, para la obtención de un hormigón trabajable, a la correspondiente a una curva que posee un módulo de finura de 2,47. La información de dicho artículo se basa en otros trabajos relacionados con la producción de agregados, publicados en Estados Unidos entre los años 1924 y 1949 (Goldbeck, 1954).

Otras experiencias realizadas en el laboratorio de la NCSA empleando cinco arenas trituradas (tres calcáreas y otras dos, granítica y diabasa), analizan el efecto del contenido de vacíos de las arenas sobre las resistencias a compresión y a flexión del hormigón, el contenido de agua, el aditivo reductor de agua, la congelación y deshielo (con el ensayo a flexión después de 300 ciclos), la exudación, y la contracción por secado. La mayoría de los ensayos corresponden a mezclas con contenidos de cemento menor de 300 kg/m<sup>3</sup>, y las relaciones *a/c* van desde 0,39 a 0,78. En general, el comportamiento de las arenas fue adecuado, salvo cuando los contenidos de vacíos de la arena o de agua eran elevados (Kalcheff, 1977).

Uno de los principales usos iniciales de la arena triturada fue en la construcción de grandes presas (Goldbeck, 1954), y como antecedente se pueden citar presas realizadas con hormigones conteniendo arenas trituradas calcílicas: Wolf Creek Dam (1943-1950), Ft. Gibson Dam, y otras con otro tipo de arena, Dalles Dam (1952-1960) y John Kerr Dam (1946-1953). Además, existen otros antecedentes de obras construidas con arenas trituradas en Estados Unidos, el Ohio State University Stadium (Columbus, 1921-1922) y el Henley Street Bridge (Knoxville, Tennessee, 1930-1931) que aún siguen en servicio (Goldbeck, 1936). El estadio tiene un largo de 215 m por un ancho de 182 m; y se usaron 23600 m<sup>3</sup> de hormigón con arena triturada calcítica, con relación  $a/c = 0,75$  y una resistencia a compresión de 17 MPa a 28 días (ver Figura 2.16.a). Para la construcción del Henley Street Bridge se emplearon tres tipos de mezclas con arena triturada dolomítica, siendo el rango de relaciones  $a/c$  entre 0,59 y 0,67, y la resistencia media estuvo comprendida entre 21 y 27 MPa. Recientemente, este puente ha sido reparado y continúa en servicio después de más de 70 años (ver Figura 2.16.b). Ambas estructuras se encuentran ubicadas en una zona de clima severo, según la Norma ASTM C 33.



**Figura 2.16:** Ohio State University Stadium (2005) (a) y Henley Street Bridge (2004) (b).

En Latinoamérica, entre 1937 y 1940 se construyó en el puerto de Castro, en el estado de Yucatán, México, un muelle de 2.000 m de longitud cuyo diseño consiste en una serie de arcos soportados por pilares de hormigón simple. El clima tropical húmedo al que iba a estar expuesto el muelle, determinó que el criterio de diseño se basara en minimizar el uso de acero convencional. En los cabezales de la subestructura se utilizó acero inoxidable tipo 304. El volumen de hormigón empleado fue de 72.500 m<sup>3</sup>, y los agregados grueso y fino se obtuvieron por la trituración de rocas calizas de la región. En este caso se desechó el uso de la arena de playa por su granulometría inadecuada y por el alto contenido de cloruros que poseía. Después de más de 60 años de prestación de servicio, esta obra ha mostrado un comportamiento satisfactorio (Castro Borges, 2002).

Por otra parte, un dato para tener en cuenta en el diseño de mezclas con arenas trituradas es que el método de dosificación británico BS 1986 (Building Code Requirements for Reinforced Concrete), discrimina los contenidos de agua para el empleo de arenas naturales y de trituración.

En 1981 se publica en Suecia el libro *“Concrete with Crushed Aggregate”*, donde se informan los resultados obtenidos en la investigación sobre la relación entre las propiedades del agregado triturado, principalmente, la forma de las partículas, y la trabajabilidad del hormigón fresco. Estos estudios se basaron en la necesidad de completar o reemplazar la grava natural por agregado triturado para obtener una adecuada granulometría, siendo el costo de transporte una variable importante en la decisión de la utilización de agregados manufacturados. En este libro no se analiza al hormigón como un material compuesto, resultando ser un informe sobre las características físicas de tres agregados

triturados de diferentes orígenes mineralógicos, provenientes de tres regiones de Suecia, y del consumo de agua de mezclado en morteros y hormigones. Complementariamente, establece un método computacional (*Picture Array Processor - PICAP*) para evaluar la forma de las partículas, pero no hay información sobre las propiedades mecánicas de los morteros y hormigones. Ante la falta de un análisis más profundo y de conclusiones definitivas sobre el estado endurecido, no hay elementos para comprender el comportamiento del hormigón elaborado con agregados triturados, como un material ingenieril, pese a la gran cantidad de resultados que se informan (Johansson, 1981).

National Stone Association (NSA) publica en 1991 el libro *“The Aggregate Handbook”*, donde se analiza ampliamente el proceso de producción de agregados triturados, y en el Capítulo 13 se desarrolla el tema de los agregados, en general, como componentes del hormigón y de las mezclas asfálticas. La NSA establece los límites granulométricos para arenas manufacturadas, diferenciándolos de los indicados en ASTM C 33 para arenas naturales. En este libro no se desarrollan los temas correspondientes a los agregados livianos, ni reciclados. Indica además, que en 1989 en USA se producían 2.100 Mt de agregados, de los cuales 1.200 Mt provenían de la trituración de rocas, donde el 71 % era de origen calcáreo, calizas y dolomías. El granito constituía aproximadamente el 14,5 % de la producción. Más del 50 % de la roca triturada que se producía era utilizada como agregado, siendo el resto empleado en la industria del cemento y la cal, balasto, rip-rap, para usos industriales diversos, etc. (NSA, 1991). En 2005, la producción de agregados triturados en USA fue de 1.650 Mt, con una distribución por origen similar a la del año 1989 (USGS, 2005).

Entre los años 1992 y 1996 en España se realizaron varias estructuras, principalmente puentes, donde se empleó hormigón con agregados gruesos y finos triturados de caliza, con niveles resistentes entre 40 y 80 MPa, y varios estudios de laboratorio sobre los HAP con arenas calizas trituradas. Los autores en este artículo se plantean frente a las obras realizadas exitosamente, “meditar” sobre el comentario que el Boletín N° 20 del Grupo Español del Hormigón (GEHO) hace en su artículo 1.1.3: *“...el empleo de arena de machaqueo no es recomendable por dar lugar a una gran cantidad de agua y por generar mezclas poco trabajables; no obstante, en caso de carencia de arena de río, pueden emplearse aquellas después de estudiar previamente su comportamiento mediante ensayos”*. Este comentario es similar al de la norma canadiense CSA A23.1-94, Capítulo 29, Sección 29.2 (Etxebarria, 2000).

En Brasil, la construcción de la represa de Itaipú demandó un volumen de 12.500.000 m<sup>3</sup> de hormigón, donde todos los agregados gruesos y el 70 % del fino fueron obtenidos por trituración de rocas basálticas, disponibles en el lugar (Mehta, 1993). Otras citas indican que en la represa de Sao Simao el 65 % del agregado fino estuvo compuesto por basalto triturado (Rodríguez Andriolo, 1984).

Además, hay experiencia en la utilización de arena triturada basáltica por motivos económicos en la zona de Passo Fundo (RGS), de acuerdo con un trabajo reciente donde se estudian hormigones con diferentes porcentajes de arena triturada empleando aditivo superfluidificante, con niveles de resistencia de hasta 40 MPa, empleando el 100 % de arena triturada (Silveira, 2005). Si bien la arena triturada se utiliza en diversas regiones de Brasil, los estudios para viabilizar la utilización de la misma son limitados (Prudencio, 1995).

Recientemente, en la bibliografía internacional aparecen ejemplos puntuales del uso de arenas trituradas, en la construcción de los túneles Loetschberg y San Gotardo en Suiza con longitudes de 34.642 m y 57.000 m, respectivamente (Bonni, 2000; Torrent, 2010), en mezclas con arena natural en la industria del hormigón elaborado en Arabia Saudita (Alhozaimy, 1998), por limitaciones de índole ecológicas en algunas regiones de Australia (O’Flynn, 2000), o usado por primera vez en grandes volúmenes de hormigón en pavimentos en la India (Pradhan, 2000).

## 2.6.- Limitaciones Impuestas al Empleo de Arenas Trituradas por Diferentes Reglamentos

Las limitaciones del uso de arenas trituradas están vinculadas al mayor consumo de agua debida a la forma y textura de las partículas y al contenido de polvo. Las limitaciones en los porcentajes que pasan los tamices de 150 y 75  $\mu\text{m}$ , en las arenas naturales tienen como objetivo limitar el contenido de arcilla y pizarra arcillosa, y también, limo o humus orgánico, en cambio, en las arenas trituradas los finos están compuestos de polvo de la fractura de roca sana, esencialmente libre de arcilla (Kalcheff, 1977).

El polvo de las arenas trituradas tiene una composición mineralógica similar a la de las partículas de mayor tamaño, en cambio, en el caso de las arenas naturales el polvo proviene de la contaminación con arcillas. La plasticidad y el tamaño de partículas del polvo de roca y de las arcillas son muy diferentes, por lo que su incidencia sobre las propiedades del hormigón, son diferentes. Las magnitudes de las limitaciones establecidas difieren entre los distintos reglamentos, de acuerdo a la experiencia que los precede y a la necesidad de sustitución de agregados naturales.

Como primer antecedente reglamentario, en nuestro país el proyecto de reglamento PRAEH, en el Capítulo II se refiere a los agregados con el término *áridos*, establece que las arenas de trituración sólo serán permitidas si se las emplea mezcladas con arenas naturales de partículas redondeadas, o si el hormigón contiene un 3 % o más de aire intencionalmente incorporado en su masa. Las proporciones entre ambas arenas serán las que resulten necesarias para obtener hormigones trabajables y homogéneos. La misma condición se le exige a la incorporación de aire, y en el caso que no se cumpla, deberá abandonarse el empleo de arenas de trituración como único agregado fino.

Respecto al contenido de finos que pasan el tamiz N° 200, el PRAEH establece una diferencia para el caso de las arenas trituradas, si el polvo proviene del material de molienda y están libres de arcilla y materiales similares (índice de plasticidad  $< 2$ ), los límites son de 5 y 7 %, para hormigones sometidos a desgaste superficial y para otros hormigones, respectivamente. Como complemento el PRAEH limitaba el contenido de agua a 200  $\text{kg}/\text{m}^3$  de hormigón, y de este modo, el uso de arena triturada puede quedar marginado porque la combinación de las características físicas de las partículas y la granulometría en hormigones sin aditivos, generalmente, hace necesario valores superiores de agua.

No existe un criterio uniforme en las normativas internacionales sobre los valores máximos del contenido de polvo, también debe mencionarse que la normativa española realiza una diferenciación respecto al tipo de polvo si corresponde a arenas naturales o si es producto de la trituración de rocas, incrementando, en este último caso, el valor permitido. Esta disparidad, que también incluye el tamaño de las partículas de polvo,  $< 75 \mu\text{m}$  o de  $63 \mu\text{m}$ , se muestra en la Tabla 2.6. Los valores límites varían en un amplio rango, desde 5 a 25 %. En general, para los hormigones expuestos al desgaste superficial, el valor límite es más restrictivo.

En algunos casos el contenido especificado puede ser variable, como lo indica el reglamento español que permite el empleo de arenas trituradas calizas con porcentajes de polvo ( $< 63 \mu\text{m}$ ) de 6, 10 y 16 %, de acuerdo a la clase de exposición a la que se encontrará sometida la obra, siendo el mayor valor permitido para aquellas obras expuestas a los ambientes generales I, IA o IB (clases no agresiva y normal con humedad alta o media, respectivamente), y que no estén sometidas a ninguna clase específica de exposición (EHE, 2008). En el mismo sentido, en Sudáfrica se permite un contenido de polvo de hasta el 10 % para arenas de trituración, límite que puede ampliarse hasta el 20 % en el caso que se compruebe que el polvo no contiene arcillas deletéreas (Alexander, 2005). Estudios realizados por la NCSA demostraron que para hormigones elaborados con diferentes tipos de arenas trituradas y

para diferentes niveles de consistencia, los límites del contenido de polvo de roca se encuentran entre el 9 y 20, sin afectar más allá de un 5 % el nivel resistente (Gray, 1964).

**Tabla 2.6:** Valores límites del contenido de polvo en agregados finos en diferentes países.

País	Contenido de polvo en el agregado fino (%)	País	Contenido de polvo en el agregado fino (%)
Australia	25	Estados Unidos	5 – 7
Sudáfrica	10-20	Argentina	3 – 5
India	15 – 20	Chile	5 - 7
Francia	12 – 18 (< 63 $\mu\text{m}$ , dependiendo de su aplicación)	España	6 (< 63 $\mu\text{m}$ en AN) 16 (< 63 $\mu\text{m}$ en AT)
Inglaterra	16 (< 63 $\mu\text{m}$ )	Uruguay	5 - 7

Se debe tener en cuenta la opinión de S. Popovics sobre el contenido de polvo, quien plantea que no está claro qué debe entenderse por un “*contenido excesivo*”, y cita experiencias del Road Research Laboratory de Londres en las cuales hasta un 20 % puede ser permisible, según las circunstancias (Popovics, 1968). En este sentido, desde un punto de vista teórico, el límite de polvo en arenas en nuestro país es bastante acotado. En cambio, los porcentajes de filler calcáreo permitidos en el cemento portland es de hasta el 20 % en los CPF, y de un valor mayor en los CPC (hasta 34 % teóricamente); y estos valores no se relacionan a un contenido límite total de polvo en el hormigón (aportados por la arena y el cemento), sin dejar de tener en cuenta que el polvo del cemento puede llegar a tener un control más estricto en cuando a su composición y finura.

Por otra parte, en los hormigones autocompactantes el contenido de filler o polvo es elevado, siendo necesario el empleo de superfluidificantes y/o modificadores de la viscosidad. Recientemente, se han llevado a cabo experiencias satisfactorias utilizando el polvo proveniente de la trituración o del aserrado de rocas graníticas y calcáreas en hormigones autocompactantes (Ho, 2002; Barragán, 2005; Correira Gomes, 2005). Entonces, un control de las características del polvo puede permitir utilizar arenas trituradas con porcentajes mayores a los actualmente establecidos en hormigones autocompactantes y evitaría los gastos asociados al lavado de la arena. El consumo de agua para el lavado de la arena depende de la granulometría, contenido de polvo y grado de lavado deseado, oscilando entre 1,5 y 3,5  $\text{m}^3$  por tonelada de arena a tratar (Bouso, 2008).

Otras experiencias sobre hormigones utilizando polvos de cuarzo, plagioclasa, moscovita, biotita, feldespato potásico y caliza, con similar distribución granulométrica, mostraron que los mismos no afectan significativamente la reología del hormigón. El contenido de polvo que se incorporó fue como reemplazo del 7 % de los agregados totales, y en las mezclas se empleó aditivos superfluidificante. Sin embargo, reemplazos parciales de filler con biotita, moscovita incrementan el umbral de cizallamiento, pero no la viscosidad plástica (Wallevik, 1995).

Un criterio más racional sobre la especificación del contenido máximo de polvo, que podría tenerse en cuenta para hormigones estructurales, lo establece el ACI 207, dado que el mismo está basado en la plasticidad del fino, valoradas por el índice de plasticidad y el límite líquido (Tabla 2.7) (ACI 207: 1989). También, el contenido máximo de polvo debería tener en cuenta, a parte de su naturaleza mineralógica, algunas otras variables tales como influencia del polvo en el consumo de agua respecto a la arena lavada, tipo de arena (natural o triturada), medio de exposición, importancia estructural de la obra y grado de control en obra.

En el mismo sentido que el ACI 207, la Norma chilena NCh 163 indica que para arenas trituradas son aceptables contenidos de finos máximos del 5 y 7 % para hormigones sometidos al desgaste y para otros hormigones, respectivamente. Cuando estos límites no se cumplen se debe decidir sobre la base del ensayo de equivalente arena, cuyo resultado debe ser mayor del 75 %, o bien se deben efectuar ensayos comparativos según el proyecto de NCh 1502 - Ensayos Comparativos. Este proyecto establece que la arena podrá aceptarse si sometida al ensayo de comparativo, se obtiene una resistencia relativa igual o mayor al 95% (Muñoz Guaman, 2003).

**Tabla 2.7:** Contenido máximo de finos menores de 75  $\mu\text{m}$  (ACI 207-89), en función del índice de plasticidad y el límite líquido.

Índice de plasticidad	Límite líquido (%)			
	0 - 25	25 - 35	35 - 45	45 - 55
0 - 5	10	9	8.5	5.5
5 - 10	9	8	5.5	5
10 - 15	4	6.5	4	3.5
15 - 20	3	5	2	3
20 - 25	1.5	1.5	1.5	1.5

Posteriormente, en el Reglamento CIRSOC 201-82, en el Capítulo 6 del Tomo 1, se detallan las especificaciones que deben cumplir los agregados pétreos finos, de densidad normal, procedentes de la desintegración natural o de la trituración de rocas de composición y características adecuadas, destinados a la elaboración de hormigones estructurales normales. Aclara que en el caso de materiales disponibles que no cumplan las condiciones establecidas, sólo podrán emplearse estudios completos de laboratorio o resultados de obras en servicio, que demuestren que con el mismo conjunto de materiales pueden obtenerse hormigones de calidad adecuada, aptos para satisfacer tanto las características de la estructura como las condiciones de exposición al ambiente. Será el Director de Obra quién deberá autorizar por escrito, el empleo de estos materiales (CIRSOC 201, 1982).

Dentro de las características que establece el Reglamento CIRSOC 201-82 para los agregados finos, indica que no se permitirá el empleo de arenas de trituración como único agregado fino. Como alternativa establece el uso de una mezcla de arena natural, de partículas redondeadas, y arena de trituración, de partículas angulosas, en proporciones tales que permitan al hormigón en que se utilicen, reunir las características y propiedades especificadas. Como sustancias perjudiciales considera al material fino que pasa el tamiz de 75  $\mu\text{m}$  en valores de 3 y 5 % según se trate de hormigón expuesto o no al desgaste superficial. En cambio, para el agregado grueso el límite de polvo es de 1,0 %, y para el caso de agregados triturados este valor puede incrementarse hasta 1,50 %. Este reglamento limita el uso de las arenas trituradas independientemente de la importancia estructural de la obra, de su nivel resistente y de la agresividad del medio; y además, no plantea el uso de aditivos químicos como alternativa para lograr hormigones con arenas trituradas de características mecánicas adecuadas y/o resistente al medio al que estará expuesto durante su vida útil. Además, cuando los reglamentos antes mencionados se redactaron, los aditivos superfluidificantes no se habían desarrollado o en nuestro país no estaban difundidos.

Posteriormente, el Reglamento CIRSOC 201-M establece que la proporción de arena de trituración será menor o igual al 30 % del total del agregado fino, y limita el contenido de polvo de las arenas trituradas de la misma manera que el CIRSOC 201-82. En la actualidad, respecto de las arenas trituradas, el nuevo Reglamento CIRSOC 201-05 en los requisitos generales para agregados finos, presenta un avance en cuanto al uso de este material, y especifica que:

“Caracterización de la durabilidad de hormigones con arenas de trituración”

a) el agregado fino debe estar constituido por arenas naturales (partículas redondeadas) o por una mezcla de arenas naturales y arenas de trituración (partículas angulosas), estas últimas en porcentajes no mayores al 30 %.

b) se permite el empleo de arena de trituración en porcentajes mayores al indicado en a), si se demuestra previamente que se pueden elaborar hormigones que reúnan las características y propiedades especificadas para la obra en ejecución.

c) cuando se utilice más del 30 % de arena de trituración para la construcción de elementos estructurales que superen los 2 m de altura o que estarán sometidos a abrasión, erosión o cavitación, la exudación de agua del hormigón debe cumplir con limitaciones en la velocidad y capacidad de exudación (artículo 5.1.4). No pudiendo superar estos parámetros los valores de  $100 \times 10^{-6}$  cm/s y 5 %, respectivamente.

Los valores del orden de  $100 \times 10^{-6}$  cm/s de velocidad y 5 % de capacidad de exudación han sido verificados en experiencias propias realizadas en hormigones con y sin aditivo reductor de agua, cuando la arena triturada granítica contiene hasta un 15 % de polvo (Cabrera, 1993-b). En cambio, la limitación de un reemplazo del 30 % de arena natural es un tema de debate, dado que no queda claro la base técnica que define este límite (Cabrera, 1993-b; Torrent, 2010).

A nivel internacional, la Norma BS 882 establece cuatro curvas límites para las granulometrías del agregado fino, una de ellas hace referencia a las arenas trituradas, y le permite incrementar del 15 al 20 % el porcentaje que pasa el tamiz de 150  $\mu\text{m}$ , excepto para el caso de pisos para tránsito pesado. Respecto al contenido de polvo, la Norma BS 882 establece un valor límite del 16 % para arenas trituradas, y en el caso de hormigones para losas sometidas a desgaste, este límite se reduce al 9 %. Además, aclara que la naturaleza de los finos puede variar entre diferentes agregados, y los límites recomendados resultan apropiados para la mayoría de los agregados del UK (BS 882, 1992). Por medio de pruebas de laboratorio se puede justificar el uso de arenas con valores más elevados. Desde 1989 el *General Building Research Corporation* de Japón ha investigado la utilización de *dry crushed rock fines*, subproducto de las plantas productoras de agregados gruesos, como una adición mineral al hormigón (Nishio, 1998).

Las restricciones sobre el contenido de polvo de roca de las arenas trituradas que se mencionan en normas y reglamentos, las mismas se encuentran asociadas al consumo de agua, en cambio no se ha tenido en cuenta que el polvo puede tener un efecto importante sobre las reacciones de hidratación del cemento. El estudio del efecto filler que produce el polvo de roca es un tema relativamente reciente en el ámbito argentino y con la actual generación de cementos, se permite el empleo de elevados porcentajes de filler (Bonavetti, 1992). Estos antecedentes sobre el empleo de filler y su efecto sobre las propiedades de las pastas cementíceas llevan al replanteo del lavado de las arenas trituradas, para los casos en que el polvo tenga las características de la roca madre y no se encuentre contaminado con arcillas u otros materiales deletéreos.

Por otra parte, los reglamentos establecen contenidos mínimos de finos menores que 300  $\mu\text{m}$ , con el objetivo de asegurar la trabajabilidad necesaria y una textura cerrada, y los mismos comprenden las partículas de cemento, de adiciones y la fracción fina de los agregados. Estos finos no tienen que afectar al desarrollo de la hidratación, ni la resistencia y la durabilidad del hormigón, ni la protección del acero. En este sentido, otros autores aconsejan no eliminar la micro-arena (fracción menor a 150  $\mu\text{m}$ ) por su efecto benéfico en la disminución de la exudación, aún superando los límites del polvo establecidos por la ASTM C 33 (Nichols, 1982).

Finalmente, también se suele limitar el contenido de partículas planas y elongadas a cerca de un 15 %, siendo este requisito tanto para agregados gruesos como para arenas trituradas, debido al consumo de agua que puede afectar la resistencia, especialmente a flexión si no se ajusta la relación  $a/c$  (Kosmatka, 2004).

Del análisis de las distintas normas y reglamentos sobre la limitación del empleo de arenas trituradas en hormigones de cemento Portland, se debe destacar que en ningún caso se tiene en cuenta el nivel resistente del hormigón, ni las condiciones de exposición a las que estará expuesta la estructura.

### **2.6.1.- Requisitos Generales Establecidos por el Reglamento CIRSOC 201-05 para Agregados**

El Capítulo 3 del Reglamento CIRSOC 201:05, referido a materiales, presenta algunos avances en la concepción de la aceptación y uso de los agregados, estableciendo que siempre que sea posible se recomienda utilizar agregados que cumplan con los requisitos especificados por las Normas IRAM y por ese reglamento. Pero aclara que no siempre se consiguen en forma económica agregados que se encuadren dentro de estos requisitos. Sin embargo, en ciertas circunstancias, hormigones elaborados con materiales que no cumplen estrictamente con las especificaciones, tienen un comportamiento satisfactorio a lo largo de su vida útil.

Entonces aplicando un criterio amplio y nuevo en nuestra normativa, recomienda que cuando sea imprescindible usar agregados que no cumplan estrictamente con los requisitos de las Normas IRAM, se demuestre previamente con evidencias reales, que los mismos se usaron a lo largo del tiempo para elaborar hormigones similares con resultados finales satisfactorios. De cualquier manera, se debe tener en cuenta que este hecho no garantiza una buena performance del mismo agregado, si éste se usa en otras condiciones y/o en otros lugares en los que se usó en el pasado.

Ese avance en la visión del uso de los agregados también tiene, indirectamente, un reaseguro respecto a la durabilidad del hormigón dado que en el reglamento no sólo las exigencias se circunscriben a la resistencia, sino que deben cumplir los ensayos siguientes para asegurar una baja penetración de agua en el hormigón, ya sea por absorción capilar o por presión exterior:

- Los hormigones de las estructuras que estarán sometidas a las clases de exposiciones A2, A3, CL, M1, M2, M3, C1, C2, Q1, Q2 y Q3 (ver Tablas II.1 y II.2 del punto II.1 del Anexo del Capítulo 2) deben tener una velocidad de succión capilar igual o menor que  $4,0 \text{ g/m}^2 \cdot \text{s}^{1/2}$ , medida de acuerdo con el ensayo de la Norma IRAM 1871:2004 realizado con probetas cilíndricas de 100 mm de diámetro nominal cuando la totalidad del agregado grueso empleado pase por el tamiz IRAM 26,5 mm, o de 150 mm de diámetro nominal cuando la totalidad del agregado grueso empleado pase por el tamiz IRAM 37,5 mm.

- Los hormigones de las estructuras destinadas a contener o conducir agua, y que requieran una elevada impermeabilidad, deberán tener una penetración de agua máxima igual o menor que 50 mm y una penetración de agua media igual o menor que 30 mm, en el ensayo según la Norma IRAM 1554:1983. Esta exigencia no releva de la prescripción del artículo referido al cumplimiento del ensayo de succión capilar.

### **2.7.- Antecedentes Sobre Estudios de la Corrosión de Armaduras de Refuerzo**

Respecto a la corrosión de las armaduras de refuerzo, la misma ha recibido la atención creciente en los últimos años, debido a su extendida ocurrencia en los ciertos tipos de estructuras y por el alto



costo que implica su reparación. La corrosión del acero de refuerzo fue observado primeramente en estructuras marítimas y en plantas de fabricación de productos químicos. Durante la primera mitad del Siglo XX, progresivamente se intensificaron los estudios experimentales, en varios países europeos y USA, que llevó a la redacción de diferentes recomendaciones y normas, que se materializaron durante la segunda mitad de dicho siglo, en 1959 tres alemanes, Kaesche, Baumel y Engell aplicaron técnicas electroquímicas a la medida e identificación de fenómenos de corrosión metálica en contacto con el hormigón (Tremper, 1958; Evans, 1960; Biczók; 1964; ACI 222, 1998; GEHO-CEB, 1993; Andrade, 1982). Se destacan los importantes aportes de la Unión Internacional de Laboratorios de Ensayos de Materiales (RILEM, 1995). En la década de los años 80 y 90, se materializó una gran cantidad de trabajos, muchos de ellos en base a experiencias de laboratorio (Calavera Ruiz, 1996; Rostam, 1992; Mays, 1992). A. Mc Leish publicó las principales causas que pueden afectar a la capacidad portante de elementos estructurales con armaduras corroídas (Mc Leish, 1987). Otros investigadores efectuaron un trabajo experimental muy amplio con vigas y columnas corroídas, donde para provocar la corrosión acelerada agregaban cloruro de sodio al agua de amasado (Uomoto, 1988). Por su parte, J.G. Cabrera y P. Ghoddoussi ensayaron vigas con sus armaduras corroídas en las que estudiaron su capacidad portante y las flechas (Cabrera, 1992).

Respecto al efecto de la corrosión sobre la adherencia entre el acero de refuerzo y el hormigón circundante, puede resultar que las estructuras de hormigón armado sean debilitadas por este fenómeno, afectando la servicialidad y la resistencia última de elementos de hormigón. Algunos investigadores han encontrado que en barras deformadas confinadas por estribos, un nivel de corrosión medio (alrededor del 4 %) no tuvo una influencia sustancial sobre la adherencia; sin embargo, se produjo una reducción sustancial de la adherencia cuando la corrosión alcanzó un nivel más alto (alrededor del 6 %). Para barras no corroídas, la adherencia en el caso de barras no confinadas no fue considerablemente inferior que el de barras confinadas. Además, las barras corroídas de un nivel de corrosión de alrededor del 4 al 6 %, la adherencia en barras no confinadas fue entre el 30 y el 65 % más baja que en las barras confinadas, para un nivel de corrosión similar. Así se concluye que el confinamiento suministró un modo eficaz de neutralizar la pérdida de adherencia para las barras corroídas en un nivel de corrosión medio (alrededor del 4 % al 6 %) (Fang, 2006).

Otros autores encontraron que la corrosión incrementó significativamente el valor máximo de la flecha de vigas. Cuando la corrosión alcanzó un nivel del 9 %, la flecha de la viga se incrementó 1,5 veces el valor de la flecha de la viga no corroída (Cabrera, 1996). Siguiendo con el tema de la adherencia en barras afectadas por corrosión, N.F. Ortega y otros, publicaron trabajos que estudian la corrosión en elementos de hormigón pretensado. Analizándose las pérdidas de adherencia entre las barras corroídas y el hormigón que las confinaba, considerando la ubicación de la zona afectada de la viga (Ortega, 2001, 2006).

Son destacables los aportes realizados experimentalmente por M.C. Andrade y otros sobre la fisuración del hormigón, de una estructura que está en proceso de corrosión de sus armaduras, entre otros temas que estudiaron (Andrade, 1989, 1993). También fueron destacables los ensayos realizados por J. Cairns y C. Fang, que analizaron la pérdida de adherencia entre el acero y el hormigón; además, J. Rodríguez y otros efectuaron un estudio minucioso sobre la influencia de diferentes variables: relación recubrimiento/diámetro de armadura, relación  $a/c$ , velocidad de corrosión, posición de la armadura, existencia de armadura transversal y el contenido de humedad del hormigón, sobre el proceso de corrosión (Cairns, 2007; Fang, 2006; Rodríguez, 1994).

J. Rodríguez y otros, efectuaron trabajos de investigación con el objetivo de relacionar el nivel de corrosión de las armaduras, con la capacidad portante residual del elemento afectado y el comportamiento en servicio de las vigas y columnas de hormigón deterioradas (Rodríguez, 1996, 1998).

Otros resultados obtenidos, por J. Cairns, en vigas con armaduras cuya adherencia disminuye, permitieron obtener un modelo numérico. Sus investigaciones mostraron los factores principales que influyen en el cambio de comportamiento de las vigas (Cairns, 1993, 1993-a).

Finalmente, las consideraciones de diseño relevantes a la protección de corrosión dependen del tipo de estructura y, a un grado significativo, su entorno y el empleo intencionado. Por ello, en la actualidad los reglamentos de estructuras de hormigón van evolucionando en el tratamiento de los conceptos de durabilidad y vida en servicio, y el diseño por durabilidad es uno de los temas de investigación de mayor impacto, con aplicaciones prácticas en obras de gran envergadura. Como ejemplo de esta tendencia se puede mencionar la norma europea EN 206, aprobada en 1997, que plantea un método de diseño prestacional por durabilidad. Entonces, dado el conocimiento alcanzado, la calificación del hormigón por resistencia no resulta suficiente, y en la bibliografía aparecen clasificaciones del hormigón de acuerdo con los mecanismos más comunes de transporte de los iones agresivos (Ho, 1986; Helene, 1993; DURAR, 2000; Giovambattista, 2001).

En la conferencia, “*Nuevas tendencias en el desarrollo de normas de hormigón*”, en el IV Congreso Internacional de la AATH, el Dr. R. Torrent detalló el avance prestacional de los reglamentos, especialmente, las normas suizas que son las más innovadoras en su género. Resaltó la necesidad de un cambio respecto a las especificaciones prescriptivas, apuntando a controlar el producto terminado, midiendo el resultado de la contribución de todos los actores en la cadena de construcción en hormigón (especificadores, proveedores de hormigón y de materiales, contratistas, etc.). Finalmente, remarcó que se deben mejorar las características sustentables de las construcciones, a través del uso eficiente y efectivo del hormigón en construcciones “*verdes*”, mejorando el diseño para extraer el máximo beneficio de los atributos del hormigón. Y además, trabajar para remover restricciones técnicas en los códigos de construcción, normas y especificaciones que puedan limitar al hormigón y las construcciones en alcanzar su pleno potencial sustentable (Torrent, 2010).

## **2.8.- Consideraciones Generales sobre la Investigación Bibliográfica Referente al Uso de Arenas Trituradas**

En este apartado se resumen los puntos principales analizados en el presente capítulo:

- Se verifica una falta de uniformidad de criterios en la limitación del contenido de polvo de las arenas, especialmente en el caso de arenas trituradas, por lo cual en el desarrollo de la tesis se hace especial hincapié en el estudio del comportamiento de hormigones realizados con de arenas con distintos porcentajes de polvo, evaluando sus propiedades en los estados fresco y endurecido.
- No surge de la bibliografía trabajos donde la forma y textura superficial del agregado fino tengan correlación con las propiedades del hormigón, con un enfoque moderno y con valores de relación *a/c* compatibles con los límites establecidos en los actuales reglamentos, por requisitos de durabilidad. Esta vinculación ha sido ampliamente estudiada para el caso de los agregados gruesos. En cambio, en el caso de las mezclas asfálticas, la influencia de las características físicas de la arena sobre el comportamiento del material ha sido más desarrollado, esta situación se manifiesta en las normativas existentes, en los métodos de evaluación de la forma y textura superficial desarrollados, y en los numerosos trabajos científico-tecnológicos específicos sobre la temática.
- En el programa experimental desarrollado se incluyen distintas experiencias para la evaluación científica-tecnológica, de las modificaciones que los cambios físicos de las partículas del agregado fino inducen en las propiedades del hormigón.

“Caracterización de la durabilidad de hormigones con arenas de trituración”

- No se ha verificado el empleo de arenas trituradas en hormigones de alta performance, se ha encontrado escasa información en la bibliografía, por lo cual se consideró importante profundizar la temática de estos hormigones, fundamentalmente para corroborar la influencia del polvo.
- Respecto a la decisión de emplear arenas con diferentes formas y texturas superficiales, surge que las características de estas arenas, especialmente, la presencia de elevados contenidos de polvo y por la mayor energía de compactación, resultan aconsejables para mejorar el empaque del material granular y minimizar los contenidos de pasta de cemento.
- De la búsqueda bibliográfica no se encontraron artículos y/o estudios referidos a la influencia del agregado fino sobre la corrosión del acero de refuerzo, a pesar que el mismo puede modificar el contenido de agua de mezclado (porosidad capilar) y/o la cantidad y tortuosidad de las interfaces “*pasta-agregado fino*”.

**“Caracterización de la Durabilidad de Hormigones con Arenas de Trituración”**



## **Capítulo 3**

# **FORMA Y TEXTURA SUPERFICIAL DE LAS PARTÍCULAS DE LOS AGREGADOS**

## Capítulo 3

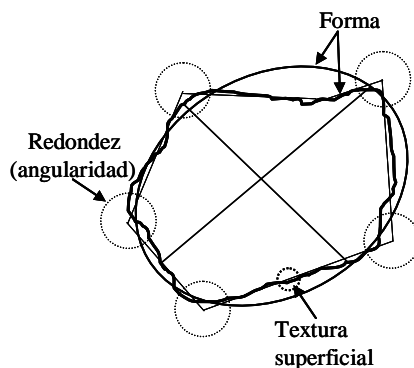
# FORMA Y TEXTURA SUPERFICIAL DE LAS PARTÍCULAS DE LOS AGREGADOS

En el presente capítulo se detalla información sobre la clasificación de la forma y textura superficial de las partículas de los agregados, especialmente del agregado fino, y los métodos existentes para su evaluación, incluso sus ventajas y limitaciones. Existen en la bibliografía numerosos métodos para evaluar la forma y textura de los agregados, que tienen un valor relativo en el estudio del agregado fino, y en la presente tesis se busca analizar la gran variedad de métodos y elegir uno sencillo para la clasificación de los granos de arena en el desarrollo de la parte experimental. Con este fin, en algunos puntos del presente capítulo se incluyen experiencias propias con las arenas empleadas en la tesis.

Una propiedad del agregado puede considerarse importante solamente si tiene un efecto significativo sobre el comportamiento del hormigón en servicio. Del mismo modo, un ensayo del agregado puede ser considerado importante, si aporta información útil acerca de una o de un grupo de propiedades significativas de este material (Mather, 1955). Variaciones en la forma, y textura de las partículas de los agregados pueden afectar no solo la trabajabilidad de los morteros y los hormigones, sino que también, pueden incidir sobre las características de la interfaz “*pasta-agregado*”, modificando las propiedades mecánicas y durables del material compuesto.

### 3.1.- Forma de las Partículas de los Agregados

Las primeras discusiones sobre la forma y textura superficial de los agregados se verifican, en el año 1933, en el “*ASTM - Report on Significance of Tests of Concrete and Concrete Aggregate*”, y en el año 1938, en el “*ASTM - Symposium on Mineral Aggregates*”. El comienzo del desarrollo de ensayos estandarizados corresponde a Markwick y Shergold del Road Research Laboratory de Inglaterra, a Schulz y otros en Forschungsgesellschaft für das Strassenwesen en Alemania, a Feret en Francia, y a Goldbeck, Huang y el Corps of Engineers en los Estados Unidos (Mather, 1955, 1966).



**Figura 3.1:** Esquema de una partícula (línea gruesa) y sus componentes de forma (líneas delgadas), redondez (círculos grandes) y textura superficial (círculo menor) (adaptado de Masad, 2000)

Los principales atributos de una partícula de agregado son la forma y la textura superficial. El área superficial de la partícula es un valor que depende de la forma y textura superficial cuando el tamaño de la misma ha sido establecido o fijado. El concepto de forma de la partícula involucra tres ideas geométricas: la *esfericidad*, la *redondez* y la *forma*. También, se puede incluir junto a las tres anteriores, la *textura superficial* para completar la morfología de las partículas. Los estudios de los conceptos y definiciones sobre la forma de las partículas y textura superficial han sido realizados, fundamentalmente, para las rocas sedimentarias. En la Figura 3.1 se muestran esquemáticamente las diferencias entre las distintas propiedades que hacen a la morfología de la partícula.

En el hormigón endurecido, las resistencias a compresión y a flexión, la elasticidad y la distribución de tensiones en el material están influenciadas por la orientación de las partículas, el grado de adherencia entre las partículas y la pasta de cemento, y el comportamiento mecánico de la interfaz “pasta de cemento-agregado”. A su vez, estas propiedades dependen individualmente y en combinación, de la equidimensionalidad, la angularidad, la textura superficial, el área superficial y el material adherido superficialmente en los agregados gruesos y finos (Ozol, 1978). Las Normas ASTM C 33 e IRAM 1512 relativas a los agregados finos, no tienen especificaciones limitantes respecto a la forma, la textura superficial, el área superficial, y la adherencia para los agregados. Sin embargo, limitan la presencia de ciertas sustancias como se detallaron en el Capítulo 2, que originalmente pueden estar adheridas a las partículas. En cambio, para el agregado grueso, la Norma IRAM 1531 limita el contenido de partículas lajasas (definidas en la Norma IRAM 1687).

La esfericidad, redondez o angularidad, lisura o aspereza de una partícula son el resultado de la interacción de la naturaleza, estructura y textura de la roca de la cual se origina la partícula, y de las fuerzas a las que ha sido sometida durante y después de su formación. En el caso de los agregados naturales, los cuatro factores principales que influyen en la morfología de las partículas son (Tucker, 1991):

- la naturaleza de la roca madre, incluyendo su mineralogía y su textura.
- la naturaleza e intensidad de la meteorización, incluyendo factores físicos, químicos y biológicos.
- la corrosión química y el mecanismo de abrasión sufrido durante el transporte.
- la selección hidráulica durante el transporte y la deposición.

En cambio, en los agregados triturados, la morfología está influenciada por el tipo, la dureza, el tamaño de grano y la porosidad de la roca original, y por el proceso de trituración empleado (ver Anexo del presente capítulo).

Si las partículas fuesen esferas, cubos u otras figuras geométricas regulares, su forma puede definirse con exactitud. En cambio, no resulta fácil describir la forma de cuerpos tridimensionales que presentan una cierta irregularidad de forma; por ello, es conveniente definir alguna de sus características geométricas tales como la *redondez* y la *esfericidad*. En la consideración de una partícula de un agregado, tomando como referencia un paralelepípedo, las tres dimensiones que lo conforman (largo, ancho y espesor), así como la variación entre los mismos, darán tres tipos de forma geométrica:

- Cubo o esfera: cuando las tres dimensiones son aproximadamente iguales.
- Laja: cuando el largo y el ancho son aproximadamente iguales y dichas dimensiones son varias veces mayores que el espesor.
- Aguja o partícula elongada: cuando el largo es muchas veces mayor que el tamaño del ancho y espesor y estos últimos, son de dimensión similar.

Teóricamente, la esfericidad y redondez son propiedades geométricas distintas e independientes, y no están relacionadas con el tamaño. Aunque, en los sedimentos naturales se encuentran vinculadas entre sí, y relacionadas con el tamaño. Un trozo de roca recientemente fracturado, tendrá sus bordes afilados, mientras que las partículas sometidas a una fuerte abrasión no tendrá bordes filosos, tal que la redondez y el tamaño están relacionados, siendo los granos mayores, los más redondeados (Pettijohn, 1980).

### 3.1.1.- Redondez o Angularidad de Bordes

La *redondez* es la medida del filo o angularidad de los bordes o cantos o esquinas de una partícula, independientemente de la forma de la misma. Esta característica depende de las resistencias a la compresión y al desgaste de la roca original, y también de las características (tipo, duración, etc.) del desgaste sufrido por las partículas.

El transporte produce el desgaste de los clastos, con la destrucción progresiva de aristas y vértices, en su tendencia para alcanzar una configuración de mínima superficie, para un volumen dado, que corresponde a una esfera. Este resultado final no siempre se logra dado que también incide la forma original del clasto, pudiéndose, entonces, obtener otras formas finales (disco, cilindro o láminas). La esfera constituye una forma de referencia útil, ya que de todas las formas posibles, es la que tiene la mayor velocidad de decantación en un fluido. En condiciones de transporte en suspensión, las partículas más esféricas tienden a separarse más fácilmente de otras de igual medida y densidad, mientras que en el transporte por tracción, las partículas esféricas tienden a avanzar más fácilmente (Pettijohn, 1980).

Para los agregados naturales, incluidos en el grupo de rocas sedimentarias, se definen tres parámetros que indican su evolución. La *madurez textural* se refiere al grado de diferenciación que alcanza el sedimento con respecto al material original. De este modo, un sedimento maduro tiene características homogéneas y las partículas son redondeadas; en cambio, el material compuesto por partículas angulares, con escasa selección y con altos contenidos de arcilla se denomina sedimento inmaduro. El otro parámetro es la *madurez mineralógica*, que establece el grado de diferenciación entre los minerales del sedimento y los de la roca original, y está relacionado con el proceso de meteorización que ha sufrido la roca. La misma se expresa como la relación entre el contenido de “cuarzo+chert”, respecto al contenido de “feldespato+fragmentos de roca”. Además, un contenido elevado de mica significa inmadurez. Por último, la *morfología* de las partículas detríticas está definida sobre la base de tres conceptos: forma, esfericidad y redondez (Corrales, 1977).

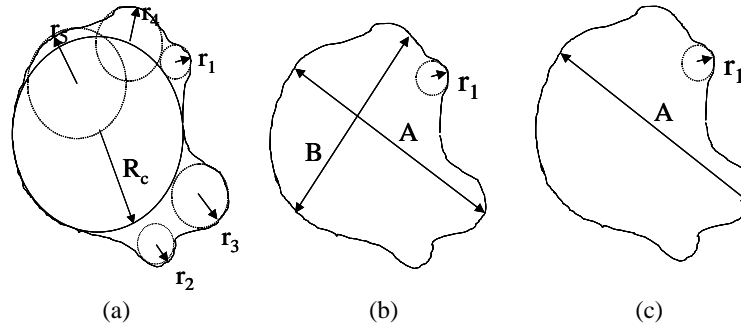
En la búsqueda de cuantificar la redondez, Wadell en 1933 expresó este parámetro como la relación entre el radio de curvatura promedio de las aristas o vértices ( $r_i$ ) y el radio de curvatura de la esfera máxima inscrita o el radio nominal del fragmento,  $R$ . Generalmente, se trabaja en dos dimensiones y la expresión de la redondez propuesta por Wadell se corresponde con la Ecuación 3.1, donde  $n$  es el número de vértices. Para todos los cuerpos con forma ortogonal, la redondez vale cero, dado que los radios de curvatura de los vértices son infinitamente pequeños. Otras expresiones para cuantificar la redondez fueron propuestas por Wentworth (1933) y por Cailleux (1937) que se representan con las Ecuaciones 3.2 y 3.3, respectivamente. En la Figura 3.2 se indican las dimensiones a tener en cuenta para realizar los cálculos de acuerdo con las ecuaciones indicadas.

$$\text{Wadell: } \textit{redondez} = \frac{\sum (r_i / R)}{n} \quad (3.1)$$

$$\text{Wentworth: } \text{redondez} = \frac{r_1}{((A+B)/4)} \quad (3.2)$$

$$\text{Cailleux: } \text{redondez} = \frac{2r_1}{A} \quad (3.3)$$

donde:  $r_1$  es el radio de curvatura más pequeño,  $A$  es el diámetro mayor, y  $B$  es el diámetro mayor perpendicular al diámetro  $A$  (ver Figura 3.2.b).



**Figura 3.2:** Redondez según Wadell, 1933 (a), Wentworth, 1933 (b) y Cailleux, 1937 (c).

**Tabla 3.1:** Clasificación de la redondez de las partículas.

Clase	Índice de redondez (Wadell-Pettijohn, 1938)	Descripción (Popovics, 1992)
Angular	0,00 – 0,15	Poca evidencia de desgaste
Subangular	0,15 – 0,25	Se observa cierto desgaste, pero las caras están intactas
Subredondeado	0,25 – 0,30	Desgaste considerable, caras de reducida área
Redondeado	0,30 – 0,60	Han desaparecido casi todas sus caras
Bien redondeado	0,60 – 1,00	Sin superficie original

Utilizando la definición de Wadell, otros autores establecieron la escala de redondez para clasificar las partículas (ver Tabla 3.1). Si bien la redondez se puede establecer numéricamente, también se pueden utilizar términos descriptivos para su clasificación (ver Tabla 3.1). De un modo similar, la Norma BS 812 no trata en forma separada la redondez de la esfericidad y establece una clasificación de la forma en función de una descripción (ver Tabla 3.2).

**Tabla 3.2:** Clasificación de la forma de las partículas de los agregados (Norma BS 812: parte I, 1975).

Clasificación	Descripción	Ejemplos
Redondeado	Completamente desgastada por agua o fricción	Canto rodado de río o playa, y arenas del desierto, de playa o de río
Irregular	Naturalmente irregular, o parcialmente moldeado por fricción y con bordes pulidos	Otros cantos rodados, pedernal
Escamosa	Material cuyo espesor es pequeño en relación las otras dos dimensiones	Roca laminada
Angular	Posee bordes bien definidos formados por la intersección de caras planas	Roca triturada de todos los tipos
Alargada	Material angular en el que la longitud es considerablemente mayor que las otras dos dimensiones	---
Escamosa y alargada	Material con longitud considerablemente mayor que el ancho, y este considerablemente mayor que el espesor	---



### 3.1.2.- Esfericidad

La esfericidad de las partículas de los agregados depende de la estratificación, de los planos de clivaje de la roca original y del proceso de trituración, cuando la reducción de tamaño ha sido por medios artificiales. La esfericidad es una medida de la equidimensionalidad de las partículas y varias expresiones matemáticas alternativas han sido propuestas para cuantificarla, tomando a la esfera como forma de referencia. Pettijohn define la *esfericidad* como la relación entre la superficie de la esfera de volumen equivalente al de la partícula en cuestión y su superficie. Para una esfera esta relación vale 1, y para cualquier otro sólido la esfericidad es menor que dicho valor, siendo de 0,806 para el cubo (usando la definición de relaciones entre superficies). También, para los sólidos irregulares se puede definir la *esfericidad* como la relación entre el diámetro nominal (el de la esfera del mismo volumen que el sólido) y el diámetro de la esfera circundante (que generalmente es mayor al nominal).

En cambio Wadell, define la *esfericidad* de una partícula como una medida de cuánto se aproxima a la forma de una esfera de igual volumen. Esta definición no resulta práctica ante la dificultad de definir la superficie del clasto, por lo que Wadell propuso otra definición más apropiada, *esfericidad operativa*, como la relación entre los diámetros de una esfera de igual volumen que el clasto y el correspondiente a la menor esfera que lo circunscribe. En la Ecuación 3.4 se calcula la esfericidad,  $E$ , a través de la relación entre el volumen de la partícula determinada por inmersión del grano en agua,  $V_p$ , y el volumen de la esfera circunscripta,  $V_{cs}$ .

$$E = \sqrt[3]{V_p/V_{cs}} = \sqrt[3]{d^3/a^3} \quad (3.4)$$

donde  $d$  es el diámetro de la esfera de igual volumen que la partícula y  $a$  es la longitud máxima de la partícula. Partículas que ocupan un bajo porcentaje del volumen de la esfera circunscripta, que tienen un bajo valor de esfericidad (ver Figura 3.3), por ejemplo, partículas que ocupan solamente entre el 10 y 20 % tienen una esfericidad de 0,35-0,60. Además, debe plantearse que este índice no da una idea de la forma del clasto, ya que pueden existir clastos con igual índice pero con formas totalmente distintas.

Otros autores aportan distintos criterios para evaluar la esfericidad de una partícula. Krumbein, en 1931, define la *esfericidad aproximada* donde relaciona los radios de un elipsoide debido a su semejanza con la forma de un grano (ver Ecuación 3.5). En la Tabla 3.3 se brinda una clasificación de las partículas de acuerdo con su esfericidad. Sneed y Folk, en 1958, establecen la *esfericidad de máxima proyección*, definida por la comparación del área de máxima proyección de una partícula, con el área de máxima proyección de una esfera de igual volumen (ver Ecuación 3.6). Esta última expresión ha sido desarrollada teniendo en cuenta el comportamiento hidrodinámico de las partículas.

$$\text{Krumbein: } \textit{Esfericidad} = \sqrt[3]{(a.b.c)/a^3} \quad (3.5)$$

$$\text{Sneed y Folk: } \textit{Esfericidad} = \sqrt[3]{c^2/(a.b)} \quad (3.6)$$

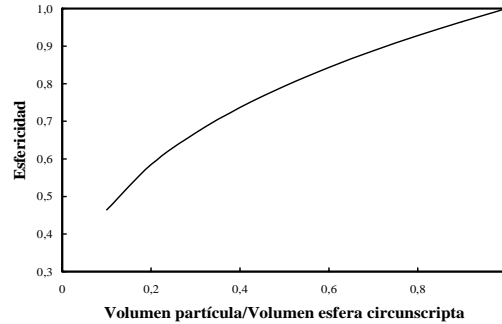
Según la definición de Wadell, y considerando que las dimensiones de la partícula son de mayor a menor,  $a$ ,  $b$  y  $c$ , (largo, ancho y espesor, respectivamente) y que  $d^3$  es aproximadamente  $a.b.c$ ; la esfericidad se puede escribir de acuerdo a la Ecuación 3.7 (Mather, 1955). Esta expresión se utiliza para determinar el gráfico de la Figura 3.3 donde se ubican en sus extremos las formas equiaxial (esférica),

oblada (discoidal, tabular, plana), triaxial (laminar, plana y elongada) y prolada (cilíndrica, elongada). Cabe acotar que aplicando esta ecuación, aparecen curvas de igual esfericidad (ver Figura 3.4).

$$\text{Esfericidad}^3 = (b/a)^2 (c/b) \tag{3.7}$$

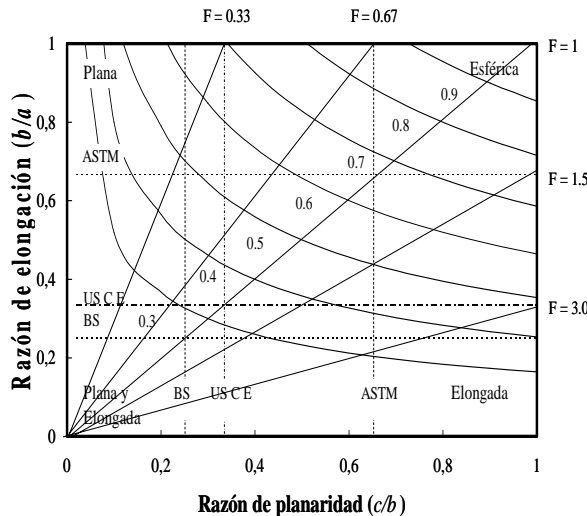
**Tabla 3.3:** Clasificación de las partículas, según la esfericidad (Folk, 1973).

Clasificación	Esfericidad
Muy alargada	< 0,60
Alongada	0,60 – 0,63
Subelongada	0,63 – 0,66
Forma intermedia	0,66 – 0,69
Sub-cúbica	0,69 – 0,72
Cúbica	0,72 – 0,75
Muy cúbica	> 0,75

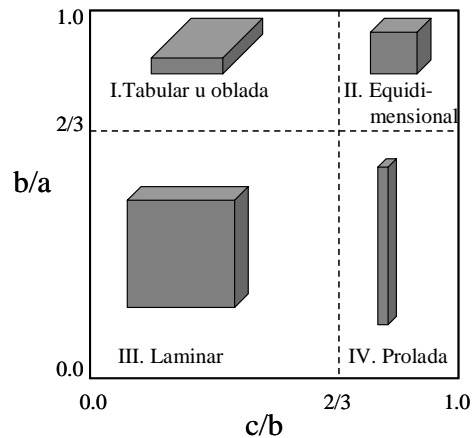


**Figura 3.3:** Esfericidad de Wadell vs. Relación  $V_p/V_{cs}$ .

La evaluación de la esfericidad, basada en una aproximación volumétrica tiene alguna limitación, especialmente, cuando se trata de valores relativamente bajos. Por ejemplo, partículas con dos dimensiones mayores que la tercera (planas o planas y elongadas) tienen igual esfericidad que otras, donde dos de sus dimensiones son mucho menor que la otra (elongadas). En el caso planteado, el comportamiento de estos dos tipos de partículas en el hormigón tendrá efectos diferentes, a pesar de su igual esfericidad.



**Figura 3.4:** Relación entre las curvas de esfericidad de Wadell, el factor de forma de Aschenbrenner y los índices de forma de ASTM, BS y USCE (adaptado de Pettijohn, 1980).



**Figura 3.5:** Clasificación de Zingg de las formas de partículas (adaptado de Pettijohn, 1980).

Aschenbrenner (Pettijohn, 1980) denomina a  $b/a$  como *razón de elongación* ( $q$ ), y a  $c/b$  como *razón de planaridad* ( $p$ ), y establece el *factor de forma*,  $F$ , como la relación  $p/q$ . Si el valor de  $F$  es igual a 1, representa agregados redondeados o cúbicos, en cambio, si resulta mayor de 1 representa la forma prolada, y para valores menores a 1, las partículas son obladas. Esta idea permite evaluar adecuadamente la geometría de la partícula por medio de la esfericidad de Wadell y por el factor de forma de Aschenbrenner. Otra manera de clasificar la forma de la partícula es la de Zingg, quien utiliza las

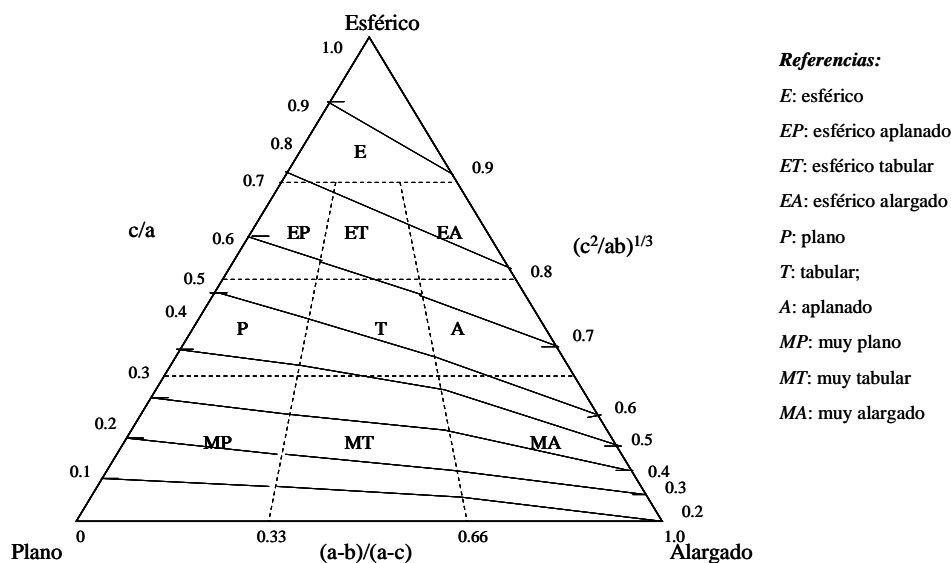
relaciones  $b/a$  y  $c/b$ , como se indica en la Tabla 3.4 y en la Figura 3.5 (Pettijohn, 1980). De un modo similar, la Norma ASTM C 125 toma para delimitar las formas, como valores especificados de  $a/b$  y  $b/c$  a 1,5.

**Tabla 3.4:** Índices de forma según Zingg y la Norma ASTM C 125.

Clase	$b/a$	$c/b$	Forma s/Zingg	Alto/Ancho	Ancho/Espesor	Forma s/ASTM
I	$>2/3$	$<2/3$	Oblada	$<1,5$	$>1,5$	Plana
II	$>2/3$	$>2/3$	Equiaxial	$<1,5$	$<1,5$	Esférica
III	$<2/3$	$<2/3$	Triaxial	$>1,5$	$>1,5$	Plana y elongada
IV	$<2/3$	$>2/3$	Prolada	$>1,5$	$<1,5$	Elongada

La Norma EN 933-3 establece el método para determinar el índice de forma midiendo la elongación de los granos. El ensayo se realiza en partículas de agregados entre 3 y 63 mm. Se define como largo de la partícula, a la mayor distancia entre dos planos paralelos tangenciales a la superficie de la partícula, y de un modo similar, el espesor es la mínima distancia entre dos planos paralelos tangenciales a la superficie de la partícula. Las partículas se clasifican en cúbicas o no cúbicas, si el espesor es mayor o menor que  $1/3$  del largo, respectivamente (EN 933-3,1999).

Sneed y Folk, en 1958, propusieron una nueva definición de la *esfericidad* (esfericidad efectiva de sedimentación), que consiste en la relación entre la sección transversal de la esfera de igual volumen que la partícula y su área proyectada que se puede calcular por medio de un grafico triangular (ver Figura 3.6). Por otra parte, Powers para clasificar las partículas combina dos tipos de esfericidad (alta y baja) y seis tipos de redondez, y de este modo, se pueden definir rápidamente dichos parámetros mediante un análisis comparativo basado en observaciones morfológicas. Para ello, se utiliza un microscopio con más de 25 aumentos para examinar la forma de los granos de arena y evaluar su esfericidad y su grado de angularidad, respecto a las formas estandarizadas que se indican en la Figura 3.7 (Powers, 1953).



**Figura 3.6:** Gráfico de la esfericidad de máxima proyección (adaptado de Corrales, 1977).

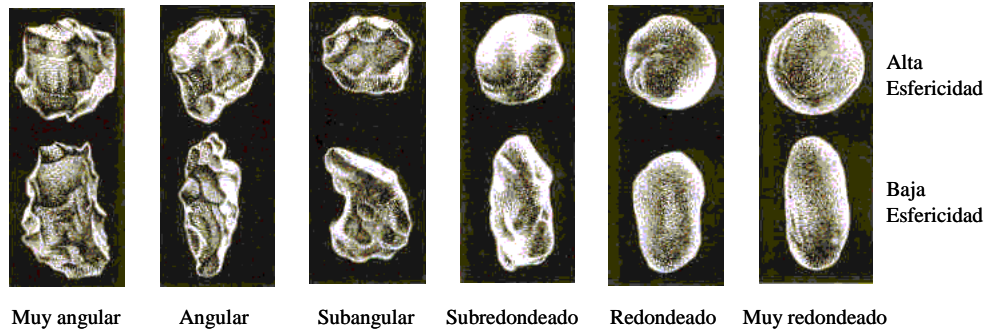


Figura 3.7: Gráficas para la determinación de la esfericidad y redondez (adaptado de Powers, 1953).

De un modo similar, se dispone de gráficos para clasificar la forma de la partícula, en base a la cuantificación de los valores de esfericidad y redondez, en un esquema de doble entrada derivado de la medición de dichos parámetros (ver Figura 3.8).

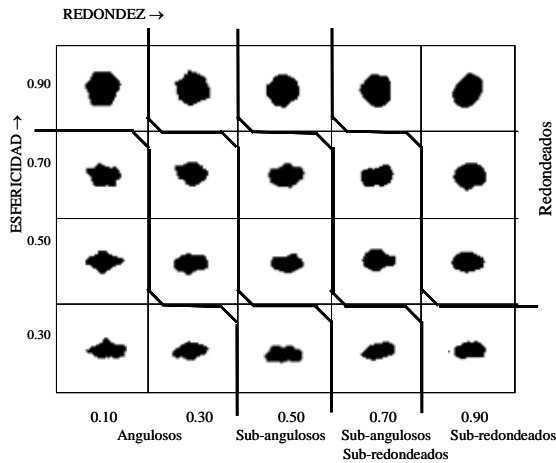


Figura 3.8: Gráfico para determinar la esfericidad y redondez (Krumbein, 1955; Corrales, 1977).

Tabla 3.5: Esfericidad y tamaño de partículas con igual susceptibilidad al movimiento.

Rango de esfericidad	Peso relativo de partículas con igual susceptibilidad al movimiento
0,5 – 0,6	0,63
0,6 – 0,7	0,67
0,7 – 0,8	1,25
0,8 – 0,9	1,67

La Norma UNE 7238/71 establece para el agregado grueso un *coeficiente de forma*,  $\alpha$ , basado en la definición de Wadell (Ecuación 3.3), y el mismo está dado por la relación entre el volumen de los granos representativos del agregado y el volumen de la esfera en la que se circunscriben. Esta norma estipula que, para que el agregado pueda ser empleado en el hormigón, el mismo debe tener un coeficiente  $\alpha$  mínimo de 0,20. El coeficiente de forma se obtiene de un conjunto  $n$  de granos, de acuerdo con la Ecuación 3.8, expresión similar a la adoptada por la UNIT 1029/99 (Norma UNIT, 1999).

$$\alpha = (V_1 + V_2 + \dots + V_n) / (\pi \cdot (d_1^3 + d_2^3 + \dots + d_n^3) / 6) \tag{3.8}$$

donde:  $V_i$  es el volumen de cada grano y  $d_i$  es la mayor dimensión entre dos planos paralelos y tangentes al grano. Los coeficientes de forma o volumétricos mínimos para gravas, prescritos por la Norma AENOR P 18301 son de 0,20, para hormigones armados e impermeables, y de 0,15, para hormigones masivos.

Otros autores realizaron estudios sobre el movimiento de gravas, para determinar la relación entre la esfericidad y el movimiento de sedimentos, que pueden ser aplicables al efecto que tiene la esfericidad en la trabajabilidad del hormigón. En la Tabla 3.5 se muestra, en base a resultados

experimentales, cómo el incremento de la esfericidad de las partículas favorece su movimiento en un canal (Mather, 1955).

### 3.1.3.- Partículas Planas

Para el empleo en hormigón, las partículas equidimensionales son preferibles a las elongadas o planas, dado que presentan una menor superficie por unidad de volumen originando un empaque más compacto. La presencia de cantidades excesivas de partículas planas o elongadas puede dar lugar a una mezcla poco trabajable, difícil de colocar y compactar. También estas dos formas de partículas pueden indicar que la roca presenta planos débiles de rotura. Estas partículas tienden a orientarse en un mismo plano, y el agua de la exudación tiende a acumularse debajo de ellas. Esto lleva a que se busque agregados con formas de las partículas lo más parecido a un cubo o una esfera, para lograr hormigones más trabajables con igual contenido de agua de mezclado.

El Reglamento CIRSOC 201-05 limita en los agregados gruesos la cantidad de partículas lajosas y alongadas, según lo marca la Norma IRAM 1687, Partes 1 y 2. Adicionalmente, también limita en los hormigones de resistencia igual o mayor a 20 MPa, el contenido de conchillas o fragmentos de las mismas en el agregado fino, a un 30 %, especialmente por su forma extremadamente plana.

Por otra parte, el US Corps of Engineers (USCE) clasifica a una partícula como *plana*, si la relación  $b/c$  es mayor de 3, y como *elongada* si la relación  $a/b$  es mayor de 3 (ver Figura 3.3). En cambio la Norma BS 812 define como partícula *plana* a aquella que su espesor es menor a 0,6 veces la dimensión media, y como *elongada* cuando el largo es mayor a 1,8 veces la dimensión media. El porcentaje de partículas que pasa la medición de plana es el *índice de planaridad*, y el porcentaje que no pasa el calibre de elongación es el *índice de elongación* (Norma BS 812, 1975).

La Norma BS 882, indica que para hormigones con resistencia entre 20 a 35 MPa, el índice de planaridad (escamosidad) del agregado grueso debe ser menor de 50, para gravas sin triturar, menor de 30, para rocas o gravas trituradas, y menor de 35, para hormigones de resistencia superior a 35 MPa. La citada norma no presenta una limitación en el índice de elongación. En el agregado fino, la planaridad y la elongación no suelen especificarse, si bien esas características pueden ser determinadas cualitativamente, en forma visual o con ayuda de un microscopio (Norma BS 882, 1975).

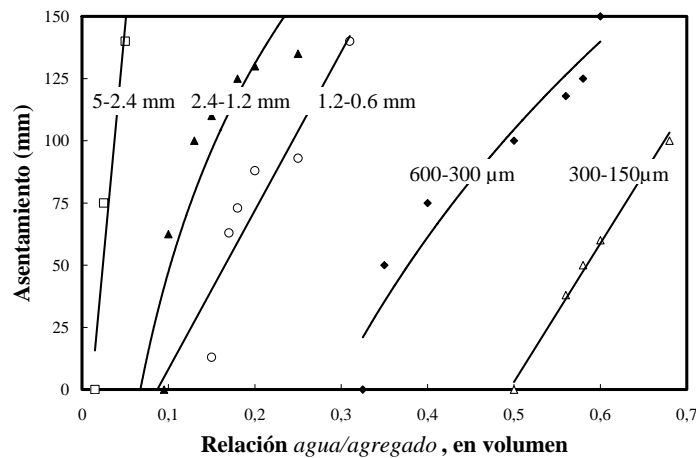
El *Ohio Department of Highways* utiliza el criterio mencionado en el párrafo anterior, determinando la cantidad de partículas planas, finas y elongadas, en la fracción de tamices N° 8 y N° 16. La AASHTO no diferencia entre partículas planas y elongadas, sino que se refiere solamente a aquellas que tienen un largo mayor a 5 veces el espesor medio (Ozol, 1978).

La Norma ASTM D 3791 establece un método de medición de las partículas alargadas y chatas de los agregados gruesos, que exceden la relación 1:5 entre las dimensiones mínima y máxima, mientras que el método de diseño de pavimentos *Superpave*, especifica un máximo del 10 % de ese tipo de partículas (Prowell, 2005).

### 3.1.4.- Efecto de la Forma en el Empaquetamiento del Material Granular

El volumen de vacíos de partículas esféricas del mismo tamaño, es el mismo independientemente del tamaño de las esferas. Para un empaquetamiento romboédrico es del 26 % y para el cúbico, 38 %. De este modo, el tamaño del material granular no incidiría sobre el consumo de

pasta para obtener una determinada consistencia, pero al reducirse el tamaño de las esferas se incrementan el número de puntos de contacto, por existir un número mayor de partículas, que hacen necesario un mayor volumen de pasta para lubricar y separarlas (Ozol, 1978). Experiencias con arenas monogranulares han mostrado que la consistencia es extremadamente sensible a la cantidad de pasta, respecto al porcentaje de vacíos de la arena, cuando el tamaño de las partículas disminuye (Johnston, 1990). Las fracciones de menor tamaño tienen mayor incidencia en el requerimiento de agua, como se indica en la Figura 3.9.



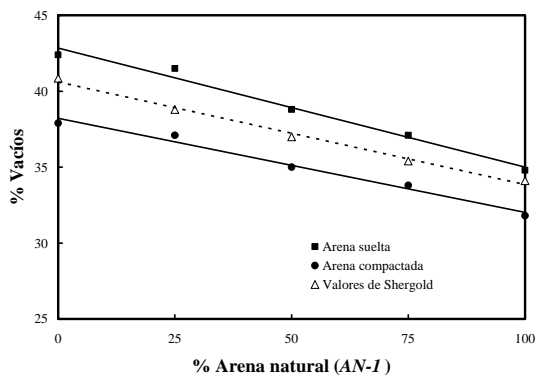
**Figura 3.9:** Efecto del tamaño de la fracción del agregado sobre el contenido de agua (Johnston, 1990).

**Contenido de vacíos del agregado fino:** Experiencias previas del autor (Cabrera, 1998) realizadas con arena natural de partículas redondeadas y superficie lisa, y con arena triturada granítica angular y textura cristalina (*TG-2* y *AN-1*, ver Punto 5.1), con muy similares curvas granulométricas, muestran la influencia de estas características sobre el porcentaje de vacíos (ver Figura 3.10), siendo la tendencia observada similar a la descrita en la bibliografía (Shergold, 1953). Al incrementarse gradualmente el contenido de partículas redondeadas, el empaque de las mismas también se incrementa de un modo lineal, disminuyendo el contenido de vacíos, tanto en estado suelto como compactado. El porcentaje de vacíos correspondiente a la arena triturada es 7,5 unidades porcentuales mayor que el de la arena natural.

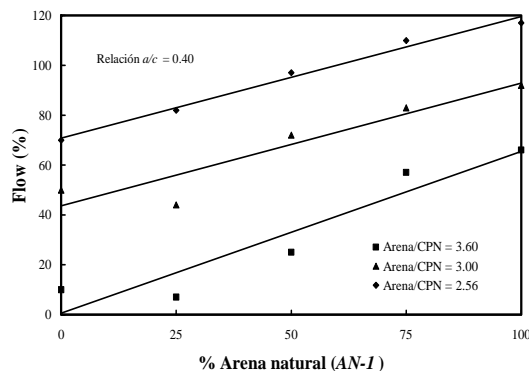
Posteriormente, con el fin de vincular la forma y textura superficial de las partículas de arena, con el comportamiento en estado fresco de mortero, se elaboraron dos series de morteros con relaciones  $a/c$  de 0,40 y 0,60. Además, los morteros fueron diseñados con diferentes relaciones *agregado/cemento*, variando entre 3,60 y 2,56. En las Figuras 3.11 y 3.12 se muestra para la serie de morteros realizada con relación  $a/c = 0,40$ , la vinculación entre la fluidez y el contenido de partículas redondeadas en el agregado fino y el contenido de vacíos de la arena en estado suelto (IRAM 1538), respectivamente. Cabe acotar que los valores del índice de correlación obtenidos en las rectas de regresión son elevados, mostrando la sensibilidad del contenido de vacíos de la arena con los cambios graduales en la forma y textura de las partículas y la fluidez del mortero. Los valores de la otra serie de morteros, con relación  $a/c = 0,60$ , muestra idéntico comportamiento, al igual que en el caso que se tenga en cuenta el contenido de vacíos de la mezcla de arena, en estado compactado.

Las experiencias cuyos resultados se presentan en las Figuras 3.10 a 3.12, establecen que el contenido de vacíos entre las partículas de agregado fino es un indicador sensible ante los cambios físicos de las mismas, y tiene una vinculación estrecha con la fluidez de los morteros.

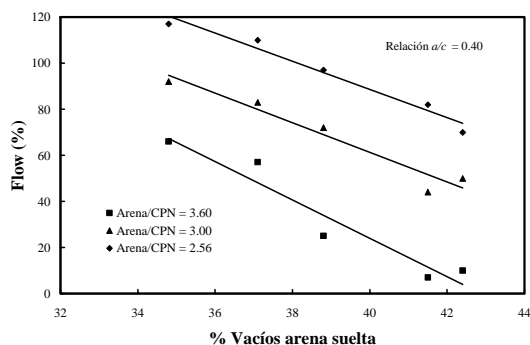
“Caracterización de la durabilidad de hormigones con arenas de trituración”



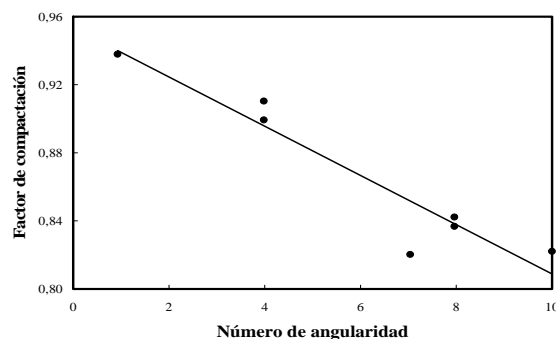
**Figura 3.10:** Contenido de vacíos de mezclas de arenas natural silíceas AN-I y triturada granítica TG-2. (experiencias del autor;  $R^2=0,98$ )



**Figura 3.11:** Relación entre la fluidez de morteros, con diferentes proporciones *agregado/cemento*, y el contenido de arena natural. (experiencias del autor;  $R^2=0,88-0,99$ )



**Figura 3.12:** Relación entre la fluidez de morteros, con diferentes proporciones *agregado/cemento*, y el contenido de vacíos de la mezcla de arena suelta. (experiencias del autor,  $R^2=0,93-0,97$ )



**Figura 3.13:** Relación entre el número de angularidad del agregado grueso y el factor de compactación del hormigón (adaptado de Shergold, 1953).

**Cuantificación de la angularidad:** Shergold asumiendo que cuando los agregados son compactados de una manera especificada, el porcentaje de vacíos entre las partículas decrece, a medida que aumenta la redondez, sugirió que para agregados gruesos el empleo de un *número de angularidad*,  $NA$ , que se calcula como el porcentaje de vacíos menos 33, dado que el valor óptimo del volumen de sólidos es de 67 %. En la Ecuación 3.9 se indica la expresión del  $NA$  (Shergold, 1953).

$$NA = v - 33 = 67 - 100(PUV / \delta) \quad (3.9)$$

donde:  $v$  es el porcentaje de vacíos, con un grado de compactación normalizado,  $PUV$  es el peso unitario compactado o densidad a granel, y  $\delta$  es la densidad seca del agregado grueso.

Los valores del número de angularidad resultan 0, para el caso de un agregado ideal, 5 para un canto rodado, 10 para una piedra partida y 30 para conchillas trituradas (Popovics, 1992). Goldbeck describe un método similar, para determinar el contenido de vacíos en arenas trituradas. El número de angularidad es recomendado por la British Standard Institution (Norma BS 812), para indexar la angularidad de los agregados gruesos naturales y triturados.

Shergold estudió hormigones en estado fresco, con relación  $a/c = 0,50$  y razón *cemento/agregado* de “1:6”, empleando agregados gruesos, con diferentes números de angularidad, y evaluando la consistencia de las mezclas con el factor de compactación (Shergold, 1953). En la Figura 3.13 se observa la relación lineal entre el grado de compactación alcanzado por las mezclas y la forma de las partículas de agregado grueso. Con respecto a relacionar la angularidad del agregado con el estado fresco del hormigón, Murdock, propuso el *Índice de Angularidad*,  $f_A$ , de acuerdo con la Ecuación 3.10, que permite estimar la trabajabilidad del hormigón. En la mezcla de hormigón cuando se emplean varios agregados de diferentes índices, el índice de angularidad del conjunto se calcula de acuerdo a los porcentajes de cada agregado presentes en la mezcla (Murdock, 1979):

$$f_A = (3NA/20) + 1 = 11 - 15(PUV/\delta) \quad (3.10)$$

Como resultado de sus estudios Murdock estableció que el *Factor de Compactación*,  $FC$ , está estrechamente vinculado con la relación  $a/c$ , y los índices de angularidad y de superficie ( $f_s$ ,  $f_A$ , respectivamente) de acuerdo con la Ecuación 3.11. Esta ecuación incluye al factor  $A_v$  que tiene en cuenta la relación “*agregado/cemento*”, medida en volumen, indicado en la ecuación 3.12. Se debe destacar que, de acuerdo con la Ecuación 3.11, cuando el factor  $A_v$  se reduce a 2, los efectos de la granulometría y de la angularidad se tornan insignificantes ante la abundancia de pasta. El índice de superficie es un valor empírico que depende de la granulometría. También, se considera que el agua disponible para lubricar las partículas se cuantifica por el factor  $(a/c - 0,25)$  (Murdock, 1979). De esta manera el Factor de Compactación se lo puede calcular mediante:

$$FC = 0.74 \left[ (10(a/c - 0.25) / (f_s f_A (A_v - 2))) + 0.67 \right] \quad (3.11)$$

$$\text{con:} \quad A_v = \delta_c P_a / \delta_a P_c \quad (3.12)$$

donde:  $\delta_c$  es la densidad del cemento,  $P_c$  es el peso del cemento,  $\delta_a$  es la densidad del agregado, y  $P_a$  es el peso del agregado.

Por otra parte, continuando las experiencias cuyos resultados se incluyen en la Figura 3.10, se realizó el cálculo y la comparación entre el número y el índice de angularidad (ver Figura 3.13), para mezclas de arena natural (*AN-1*) y triturada granítica (*TG-2*), con los valores calculados en base a los % de vacíos obtenidos por Shergold (ver Figura 3.10). El rango de valores de  $NA$  es más amplio, mostrando una mayor sensibilidad que el índice de angularidad, y a la vez, su formulación es más sencilla. Ambos parámetros muestran una tendencia similar, ante los cambios en la cantidad de partículas redondeadas de la arena, y concuerdan con la tendencia obtenida por Shergold.

Gupta, redefinió el número de angularidad para evaluar la forma de los agregados, calculando del mismo modo el  $NA$ , con la excepción que define el porcentaje de vacíos de la masa de un agregado,  $\eta$  (Ecuación 3.13), como una función de la forma y del tamaño promedio de las partículas (Janoo, 1998).

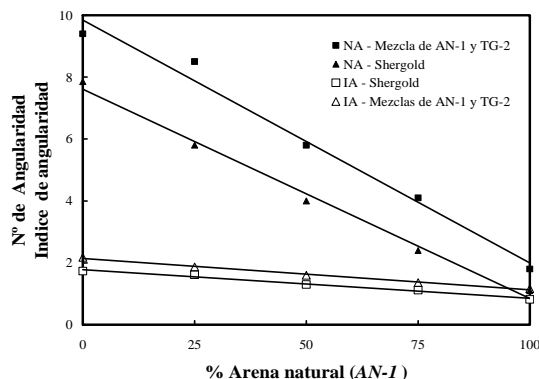
$$\eta = C d^n \quad (3.13)$$

donde:  $C$  es un factor de forma,  $d$  es el diámetro medio de las partículas y  $n$  una constante igual a  $-0,032$ . El valor  $d$  se determina tomando un número conocido de partículas que se sumergen en agua por 23 hs. La cantidad de agua que desplazan dichas partículas es su volumen, que al dividirlo por el número de partículas, se obtiene el volumen medio de las partículas, con el que se calcula su diámetro medio. Gupta ha establecido el valor del coeficiente  $C$  para diferentes agregados, y también para mezclas de agregados de diferentes formas (ver Tabla 3.6).



**Tabla 3.6:** Valores del coeficiente de forma *C* para distintos materiales (Janoo, 1998).

Material	Valor de <i>C</i>
Caliza angular	35,33
Cuarcita triturada subangular	31,33
Grava redondeada	37,89
Caliza + grava red. (0,88:0,12 v/v)	33,39
Caliza + grava red. (0,75:0,25 v/v)	32,63
Caliza + grava red. (0,50:0,50 v/v)	31,98
Caliza + grava red. (0,33:0,67 v/v)	30,58
Caliza + grava red. (0,17:0,83 v/v)	39,30



**Figura 3.14:** Número e índice de angularidad para mezclas de arenas triturada y natural (experiencias del autor, ( $R^2=0,98-0,99$ )).

Como resultados de otros estudios, Powers propuso el *factor de angularidad*, *FA*, que se indica en la Ecuación 3.14 (Powers, 1968).

$$FA = 1/\Psi = 1 + 0.0444(v_1 - 42) \quad (3.14)$$

donde:  $\psi$  es el factor de esfericidad determinado por la relación entre los diámetros de dos esferas, una de igual superficie y otra, de igual volumen que la partícula, y  $v_1$  es el porcentaje de vacíos de una muestra de agregado grueso o de agregado fino, en estado suelto. Loudon recomienda para arenas naturales valores del factor de angularidad de 1,1, 1,25 y 1,30 para partículas redondeadas, medianamente angular y angular, respectivamente. Para arenas trituradas, el factor de angularidad propuesto por Powers resulta mayor, hasta 1,9.

Experiencias realizadas por J.E. Gray, en base al empleo de 20 arenas trituradas de diferentes granulometrías, vinculan el factor de angularidad con el contenido de vacíos de la arena (ver Tabla 3.7). Se observa que para una determinada forma de las partículas de arena (medida por el contenido de vacíos del conjunto con el método *NCSA*), la mayor diferencia entre los contenidos de vacíos debidos a la granulometría es de 0,8 unidades. En cambio, para una granulometría establecida, la diferencia en el contenido de vacíos es de 3 unidades, cuando se modifica el factor de angularidad de 1,31 a 1,58, resultando esta magnitud similar para todas las granulometrías (Gray, 1961; Powers, 1968). Este estudio muestra la mayor sensibilidad del contenido de vacíos, respecto al cambio de la forma de las partículas, que con la modificación de la granulometría.

**Tabla 3.7:** Contenido de vacíos, en %, de arenas compactadas con diferentes MF y angularidades.

Forma de las partículas de arena (NCSA, en %)	Factor de angularidad ( $1/\psi$ )	Módulo de finura de la arena				
		2,31	2,58	2,73	2,88	3,06
39	1,31	33,9	33,1	33,0	33,0	33,7
51	1,30	35,7	35,7	35,7	35,3	36,3
53	1,39	37,1	37,3	37,1	36,7	37,3
55	1,58	38,1	38,2	37,7	37,8	38,7

Finalmente, se puntualiza que para la determinación de la angularidad de los agregados grueso y fino existen las Normas ASTM D 5821 (retenido tamiz de 3,75 mm) y ASTM C 1252 (material pasa tamiz 2,36 mm, equivalente a AASHTO T-303), respectivamente, y que las partículas planas y elongadas se encuentran especificadas en la Norma ASTM D 3791 (retenido en tamiz de 9,5 mm).

### 3.2.- Métodos de Evaluación de la Forma de las Partículas

La forma y textura de las partículas del agregado fino pueden ser evaluadas por dos tipos de métodos: unos basados en la observación y medición individual de las partículas; y otros en la medición de alguna propiedad del material granular. En este último grupo se encuentra la determinación del porcentaje de vacíos, el factor de empaque, el tamizado sobre cribas de abertura rectangular, la medición del tiempo que tarda en fluir el material granular a través de un orificio, etc. En el caso de los agregados gruesos el ensayo sobre las partículas resulta conveniente, mientras que los métodos que utilizan el material a granel son prácticos, tanto para el agregado grueso como para el fino.

La mayoría de los métodos disponibles y más difundidos para evaluar la forma y textura de las partículas, en base a mediciones individuales han sido desarrollados para aplicarse en agregados gruesos. El agregado fino presenta inconvenientes cuando se deben cuantificar dimensiones, ya que las técnicas se complican, y en el rango de las partículas muy finas, los métodos directos se hacen extremadamente complejos. En ese sentido, por ejemplo, la superficie específica se puede determinar por medio de la permeabilidad al agua, no existiendo un ensayo de campo sencillo. El enfoque matemático resulta difícil, por la variabilidad en la forma de las diferentes partículas (Neville, 1988).

En la bibliografía referida a las mezclas asfálticas aparece una importante información sobre métodos para evaluar la forma y textura del agregado fino, que se utilizan en el diseño de mezclas asfálticas. En este caso, es necesario que el material mantenga su rigidez y resista el ahuellamiento y por ello, la forma de las partículas del agregado fino desempeña un rol más importante que la forma del agregado grueso. El empleo de arenas naturales tiende a reducir la resistencia a la deformación permanente de las mezclas asfálticas (Khandal, 1991; Zaniewski, 2003; Prowell, 2005).

Si bien se han desarrollado muchos índices para cuantificar la forma, angularidad y textura, existen pocas investigaciones que correlacionan estos índices con la performance del hormigón fresco y endurecido. El efecto de las características de la forma, textura y granulometría de los agregados ha sido incorporado en la dosificación del hormigón por medio de conceptos de densidad de empaquetamiento o área superficial. El método ACI 211 considera, indirectamente, la habilidad de empaquetamiento de los agregados por medio del módulo de finura del agregado fino y el peso unitario compactado del agregado grueso (Quiroga, 2003).

En concordancia con la bibliografía internacional, el Reglamento CIRSOC 201-05 indica que la forma de las partículas de un agregado es una característica muy difícil de definir y de especificar; y agrega que, de acuerdo al tipo de agregado, las normas especifican criterios basándose en general, en lo siguiente:

- a) Agregado fino: contenido de vacíos del material suelto (ensayo normalizado).
- b) Agregado grueso:
  - b.1) Forma de las partículas (achatadas o elongadas), en función de la relación entre la longitud, ancho y espesor (ensayo normalizado).

b.2) Cubicidad de las partículas, que es una característica de la forma de las mismas que cumplen con la condición que sus tres dimensiones son prácticamente iguales.

### 3.2.1.- Métodos Directos

El *US Corps of Engineers* desarrolló un método de ensayo para determinar la existencia de partículas planas y elongadas en el agregado fino (CRD-C 120-93). La muestra se separa en cinco fracciones y se utiliza un microscopio para determinar las tres principales dimensiones de las partículas. De este modo, se establecen las relaciones  $a/b$  y  $b/c$  que como se indicó anteriormente deben ser mayor que 3, para ser clasificadas como partículas elongadas o partículas planas, respectivamente. Se determina el porcentaje de cada uno de estos tipos de partículas, en cada fracción de la arena. Este método evalúa solamente la forma de las partículas y no su textura superficial.

El método Laughlin, diseñado básicamente para agregados finos para hormigón, se basa en la medición de las partículas retenidas en diferentes tamices (Nº 8, 16, 30, 50 y 100), utilizando fotografías ampliadas. Se determinan los radios de curvatura de las partículas y el radio del círculo inscripto; y se calcula la redondez de Wadell. Este método evalúa la angularidad de la arena y no su textura superficial.

En el caso del agregado fino, dado su tamaño, no resulta fácil evaluar su forma y textura, como en el caso de los agregados gruesos. Con el advenimiento de los análisis por computadora y las imágenes digitales, se han desarrollado métodos de evaluación directa. Otros autores han empleado los fractales y técnicas de procesamiento de imágenes, para analizar cuantitativamente la forma de las partículas de los agregados. Un *fractal* es un término geométrico usado para describir un objeto cuya forma es intermedia entre topologías ideales, utilizando una familia de funciones matemáticas. Cabe mencionar que los fractales son entidades matemáticas que están por todas partes, y por su variedad, son difíciles de definir porque no todos cumplen las mismas características, aunque tienen algo en común, son el producto de la repetición de un proceso geométrico elemental que da lugar a una estructura final de una complicación extraordinaria. Hay muchos objetos de la naturaleza que, debido a su estructura o comportamiento, son considerados fractales naturales (nubes, montañas, costas, etc.) (<http://www.sectormatematica.cl/fractales.html>). En síntesis, el método aplicado a las partículas de agregados, consiste en medir la pendiente de la tangente en cada punto del borde de la partícula, se aplica la función densidad de la pendiente, y a partir de esto, se calcula la dimensión fractal de la forma. Esta dimensión describe bastante bien la geometría irregular de las partículas de los agregados en forma cuantitativa y cualitativa. Para una determinada forma, este valor es independiente del tamaño. Los valores de esta dimensión se encuentran en el rango de 1,05 a 1,135, para partículas redondeadas y elongadas, respectivamente (Li, 1993).

Trabajos posteriores, muestran el desarrollo de métodos basados en el análisis de la imagen digital de las partículas (Maerz, 1998, 1999). En este caso, se aplican al agregado grueso, tomando dos imágenes perpendiculares a cada partícula, a fin de realizar una evaluación tridimensional, ya que un análisis bi-dimensional acarrea el inconveniente que las partículas lajosas tienden a ubicarse en forma horizontal. Este método permite obtener la granulometría y la cantidad de partículas planas y alongadas existentes. Es ideal cuando se necesita controlar la forma del agregado on-line, ya que estos métodos son rápidos, permitiendo analizar una imagen en 10 segundos.

En ese mismo sentido, en el *NIST* se ha empleado una combinación de tomografía computada, técnicas de análisis computacional y funciones armónicas esféricas para caracterizar matemáticamente en 3-D las partículas del agregado. Luego, los resultados obtenidos se ingresan a un programa de simulación de la reología de partículas en suspensión, obteniéndose una buena precisión (Garboczi,

2001; Erdogan, 2006). También, se han empleado técnicas con un alto grado de sofisticación para evaluar la forma de los granos de los agregados, tales como *MEB*, láser, procesamiento de imágenes y redes neuronales que le quitan viabilidad cuando se trata de evaluar materiales en obra (Williams, 1998; Masad, 2000; Garboczi, 2006; Persson, 1998).

Por último, en la Universidad de Arkansas se ha desarrollado un método de análisis que utiliza una cámara de video de alta resolución, para capturar la imagen de las partículas, complementado con técnicas de análisis de imágenes computarizadas. El índice que se obtiene es de redondez, calculado como la relación entre el área de la elipse de la partícula y el perímetro al cuadrado (Prowell, 2005).

### 3.2.2.- Métodos Indirectos

Cuando se analiza una arena de granulometría conocida, la determinación del contenido de vacíos es una indicación indirecta de la angularidad, la esfericidad y la textura superficial, que permite compararlo con otro agregado fino ensayado en similares condiciones. Entonces, un incremento en el contenido de vacíos indica una mayor angularidad, menor esfericidad o una mayor rugosidad superficial, o una combinación de estos tres factores.

Los diferentes ensayos de flujo o escurrimiento de agregado fino son bastante similares y se basan en el pasaje del material a través de un embudo a un cilindro. El resultado que se mide es el tiempo que tarda en pasar un volumen conocido de material. La angularidad de las partículas se relaciona con el tiempo, en forma proporcional. Si la densidad del material es conocida puede determinarse la masa que llena el molde, que depende de la angularidad y la textura superficial de las partículas, teniendo por lo tanto una medida indirecta de las mismas. A continuación se describen los principales métodos desarrollados, de los cuales dos de ellos han sido normalizados por ASTM (C 1252 y D 3398).

- a) La NCSA estableció un método para medir indirectamente la forma de la arena, determinando el porcentaje de vacío en estado suelto de tres fracciones (N° 8-16, N° 16-30, y N° 30-50), por separado. El ensayo se basa en el criterio que partículas angulares o con una mayor textura superficial no tienen un empaquetamiento tan compacto como aquellas partículas redondeadas o lisas. El índice que se informa es el promedio de los tres porcentajes de vacíos determinados. Goldbeck y Nichols sugirieron un valor límite del índice, para una buena arena triturada de 53 %, y se corresponde a un material procesado (Gray, 1963). También, se ha informado sobre el método Virginia que es prácticamente igual al de la NCSA. La determinación del porcentaje de vacíos del agregado fino puede ser empleado en cartas de control de calidad, para la producción de agregados triturados (Mass, 1983).

En USA se ha elaborado un mapa con la distribución geográfica de agregados finos de acuerdo con la forma y textura de las partículas, basado en el porcentaje de vacíos (redondeada: < 30 %, media: 31-33 % y angular: >35%). Además, se indica que diferencias de un 1 % en el contenido de vacíos de la arena se corresponde con un incremento del orden de 2 a 5 kg/m<sup>3</sup> de agua de mezclado del hormigón para obtener la misma trabajabilidad (Gaynor, 1983).

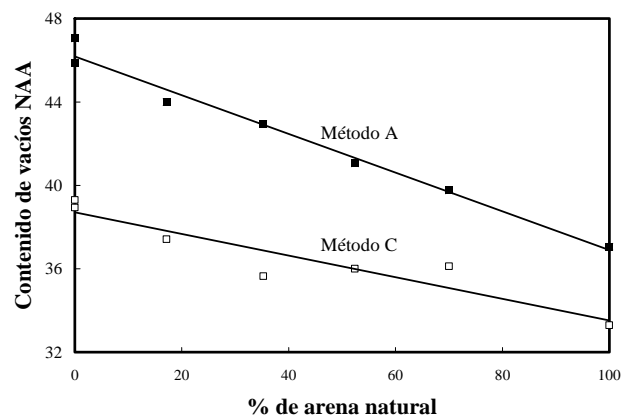
- b) El ensayo de la Norma ASTM C 1252, equivalente al AASHTO T 303-96, es similar al ensayo de la NCSA donde se utiliza una muestra de 190 g de arena, y presenta tres variantes (Métodos A, B y C). El Método A emplea la fracción comprendida entre los tamices IRAM N° 8 y N° 100 con la granulometría indicada en la Tabla 3.8. El Método B utiliza las mismas fracciones que el ensayo de

la NCSA; y por último, en el Método C se emplea el agregado con la granulometría que posee sin ser tamizado ni acondicionado.

El contenido de vacíos determinado por el Método A, depende de la forma y textura de la arena, y se lo utiliza en los criterios de diseño de pavimentos Superpave (ver Tabla 2.1). En la Figura 3.15 se muestra la incidencia del método aplicado y del contenido de arena natural, sobre el contenido de vacíos determinado por la Norma ASTM C 1252. Los menores valores del contenido de vacíos cuando se emplea el Método C, se relacionan con la diferencia de granulometrías que hace que haya partículas intermedias a la granulometría A y a la presencia de polvo, que permiten una estructura granular más compacta. Esta dependencia de los resultados del Método C de la granulometría de la arena, no permite comparar la forma y textura de partículas de diferentes arenas. Algunas críticas a este ensayo cuestionan su uso en arenas trituradas por que el mismo no diferencia entre forma y textura, y también, en el caso de analizar partículas grandes se cuestiona que el orificio y el recipiente cilíndrico, son relativamente pequeños (Quiroga, 2003).

**Tabla 3.8:** Granulometría Norma ASTM C 1252 - Método A.

Fracción individual	Masa (g)
2,36 – 1,18 mm	33
1,18 – 0,60 mm	57
0,60 – 0,30 mm	72
0,30 – 0,15 mm	17
Peso total de la muestra	190



**Figura 3.15:** Comparación de los métodos A y C de la Norma ASTM C 1252 (Adaptado de Janoo, 1999)

c) La Norma ASTM D 3398 establece, para mezclas de suelo-agregado y mezclas asfálticas, un método para determinar el *índice de forma y textura* del agregado, incluyendo las fracciones correspondientes al agregado fino. Este índice se basa en el concepto de que la forma, la angularidad y la textura superficial de los agregados de tamaño uniforme afectan al porcentaje de vacíos y a la facilidad con que cambian los vacíos, cuando el agregado es compactado. El índice se obtiene con la medición del porcentaje de vacíos de cada fracción que compone al agregado, en dos estados de compactación, con 10 y 50 golpes ( $V_{10}$  y  $V_{50}$ ). Finalmente, el valor del índice de la muestra es el promedio de los índices de cada fracción, ponderada de acuerdo con la distribución de tamaños que presenta; y la constante empírica (cuyo valor es 32) representa el contenido de vacíos de esferas lisas uniformes no compactadas. La fórmula del índice de partícula de cada fracción,  $I_a$ , se corresponde con la siguiente ecuación:

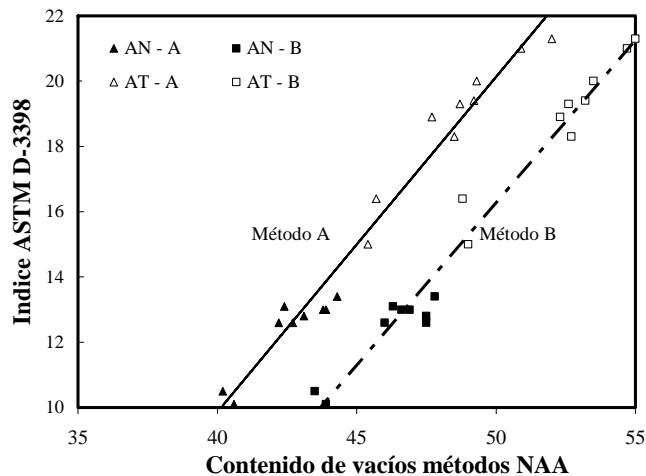
$$I_a = 1,25V_{10} - 0,25V_{50} - 32 \quad (3.15)$$

Este método insume mucho tiempo, dado que se debe ensayar y determinar el índice para cada fracción, por lo cual no es muy usado. Para agregados redondeados y lisos el valor de este parámetro está comprendido entre 6 y 7, y cuando se emplea un agregado más angular y rugoso, el índice resulta ser mayor, entre 15 y 20.

Estudios realizados con agregados gruesos graníticos, donde la forma y textura de las partículas se fue modificando al mantener las muestras diferentes tiempos en la máquina de desgaste Deval ( $I_a=17,18$  a  $7,33$ ), mostraron que para igual factor de compactación e igual relación  $a/c$ , el contenido de agua se incrementa con el aumento del  $I_a$  del agregado grueso. El volumen óptimo de agregado fino no varía significativamente, con respecto del contenido de agua para un determinado  $I_a$  y relación  $a/c$ . Para un determinado tipo y granulometría de agregado fino, el valor óptimo del contenido de este se incrementa con el aumento del  $I_a$  (Jamkar, 2003).

- d) La *National Aggregate Association* (NAA) diseñó un método para evaluar la forma y textura del agregado fino, similar al de la NCSA, en el que se determina el contenido de vacíos de la arena suelta en un cilindro de  $100\text{ cm}^3$ . El método presenta dos variantes: el Método A, donde el agregado se acondiciona para lograr una granulometría específica; y el Método B, donde el contenido de vacíos se calcula en base a tres determinaciones realizadas sobre las fracciones N° 8-16, N° 16-30 y N° 30-50.

Los índices de las arenas naturales obtenidos por este método son menores que los de la arena triturada. En la Figura 3.16 se observa que existe una muy buena correlación ( $R^2=0,97$ ) entre los resultados de los ensayos de ASTM D 3398 y los Métodos A y B del ensayo de la NAA, independientemente del tipo de arena, por lo cual es posible utilizar el ensayo de la NAA, que es más sencillo y requiere menos tiempo que el necesario para realizar el de ASTM D 3398.



**Figura 3.16:** Relación entre los valores de los ensayos ASTM D 3398 y NAA, Métodos A y B (Kandhal, 1991).

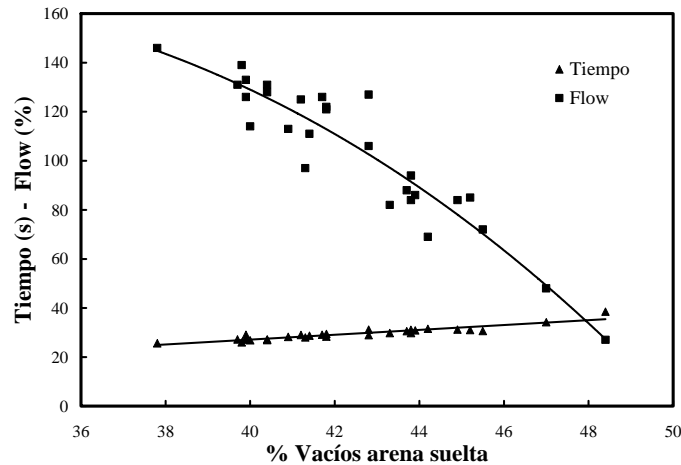
- e) Rex y Peck, en 1953, basados en el principio que las partículas de arena lisas y redondeadas ofrecen menor resistencia a fluir que otras rugosas, propusieron un método que mide el efecto de la forma y textura del agregado fino por determinación de la velocidad del flujo o escurrimiento de las partículas de una arena desconocida a través de un orificio determinado. Este valor se compara con la velocidad de una arena redondeada y lisa de igual tamaño. Este método es simple y se emplea para comparar diferentes agregados de un tamaño determinado. Estudios experimentales indican que el índice obtenido en este ensayo es del orden de 1,05 para arenas de partículas redondeadas, y de 1,57 para las que poseen una importante angularidad.

Existen varios métodos similares a éste; y en ellos se debe tener en cuenta que el diámetro del orificio debe ser de al menos 3 veces el tamaño máximo de las partículas para mantener un flujo uniforme, dado que si el diámetro es menor se producen trabazones entre las partículas que interfieren en su movimiento. Esto lleva a que, en algunos casos, la arena se evalúe sobre la fracción menor de 2,36

mm. El tiempo de flujo o de escurrimiento es mayor para las fracciones de agregados más gruesas, y también se relaciona con una mayor angularidad de las partículas. Como antecedente de este tipo de ensayo se cita al descrito en las Normas ASTM B 212 y B 213, de 1938, para polvos metálicos, especialmente, ferrosos y aleaciones de cobre (Tobin, 1978).

- f) Una adaptación del ensayo de Rex y Peck consiste en establecer un factor de angularidad (*Shape-texture Index, STI*) determinado por la relación entre el tiempo que toma en fluir 100 cm<sup>3</sup> de arena y referirlo al tiempo correspondiente al flujo de bolillas de vidrio de igual tamaño y cantidad, usando el mismo orificio (Hughes, 1966). Como la velocidad del flujo de las esferas es constante, los cambios en el *STI* son proporcionales a la velocidad del flujo de arena. Este método es sencillo pero no ha sido normalizado, siendo los resultados satisfactorios cuando se trata de material monogranular; en cambio cuando se evalúan granulometrías continuas, el método no resulta adecuado.
- g) El *New Zealand Particle and Gradation Index* (1968) es una medida cuantitativa de la forma y graduación de la arena basada en el flujo de la arena seca. Es un método similar al de la NAA, y en él se emplea una muestra de 1000 gramos de arena sin tamizar, en el que se mide el tiempo que tarda en fluir, por un orificio de ½”. El índice se toma como segundos/100 cm<sup>3</sup> de arena.
- h) El *índice de forma de Wills* es similar al anterior, con la diferencia que se emplea una muestra de 350 gr, compuesta por tres fracciones en partes iguales (Nº 8-16, Nº 16-30 y Nº 30-50). Al igual que los ensayos de la NCSA y de la NAA, este índice también se refiere al contenido de vacíos y los resultados de los tres métodos presentan una muy buena correlación (Kalcheff, 1977).
- i) La Norma AFNOR P18-563 presenta un procedimiento para medir la velocidad del flujo del agregado fino, determinando el tiempo que tarda en pasar una muestra por un orificio de 16 mm de diámetro.
- j) El ensayo normalizado por la ASTM D 3080 es un ensayo de corte para medir el ángulo de fricción interna del agregado fino bajo diferentes tensiones normales. El resultado se obtiene utilizando tres esfuerzos normales diferentes. La muestra se coloca y compacta en un molde de corte, y luego es sometida a un esfuerzo horizontal cuando también es aplicada una fuerza normal. El ensayo brinda una información relevante, pero resulta complejo en la parte operativa.
- k) Otro ensayo similar al establecido por la Norma ASTM D 3080 para evaluar indirectamente la angularidad del agregado fino es el denominado *Florida Bearing Ratio, FBR*, está basado en la mecánica de suelos, donde la mayor angularidad de las partículas de agregado inducen una mayor resistencia al esfuerzo de corte. El resultado se mide por el ángulo de fricción interna (Stakston, 2003). Este ensayo presenta problemas relacionados con el equipo (Marshall con modificaciones), siendo el resultado muy sensible a la humedad del material, ya que cuando la arena está seca no presenta cohesión propia, y en cambio, cuando está húmeda, el conjunto de arena, agua y aire presenta un cierto grado de cohesión, debido a las fuerzas capilares que se originan entre el líquido y el material sólido.
- l) El ensayo *CAR (Compacted Aggregate Resistance)*, similar al *FBR*, ha sido desarrollado para evaluar la resistencia al corte del agregado fino compactado. La muestra del agregado se ensaya en un molde Marshall, con la granulometría en que será empleado en la mezcla de asfalto caliente, en estado seco, compactada con 50 golpes de pistón. Se utiliza una prensa Marshall, midiéndose la carga y la deformación, informándose la carga máxima o la carga para una deformación de 0,25 pulgadas, si la resistencia supera la capacidad máxima de la prensa. Algunos investigadores destacan la dificultad de obtener resultados consistentes (Prowell, 2005).

m) Para evaluar las propiedades físicas de la arena resultan adecuados los ensayos realizados con morteros en estado fresco, los cuales determinan, además, la resistencia para la relación  $a/mc$  seleccionada. Algunas experiencias realizadas con 28 arenas de diferentes orígenes mineralógicos y formas (angular, subangular, subredondeadas y redondeadas) mostraron la relación que existe entre el contenido de vacíos en estado suelto, el tiempo en que fluye 350 gr de arena por un orificio de 15,63 mm, y la fluidez de un mortero 1:3,58 en volumen, con una relación  $a/c = 0,50$  (Bloem, 1963). Estas experiencias muestran una buena correlación entre los tres ensayos ( $R^2 = 0,85-0,88$ ), y se indican en la Figura 3.17.



**Figura 3.17:** Relación entre el contenido de vacíos de la arena suelta, el tiempo de escurrimiento y la fluidez de morteros (adaptado de Bloem, 1963).

Otras experiencias con el objetivo de evaluar las características de las partículas de arena para mantener las propiedades del hormigón ante los cambios del tipo de arena, proponen un *coeficiente de carácter de la partícula*,  $\alpha$ , que consiste en el cociente entre la relación  $c/a$ , en volumen, de la pasta y del mortero, para un flow constante. Se utiliza una relación *cemento:arena*, en volumen, de “1:2”. En otros términos, para una cantidad constante de cemento, este coeficiente resulta ser la relación entre los contenidos de agua del mortero y de la pasta. El coeficiente  $\alpha$  se incrementa para arenas con mayor finura, área superficial o angularidad. Además, estudios experimentales muestran que este coeficiente es directamente proporcional al contenido de agua de mezclado del hormigón. Para un incremento del coeficiente  $\alpha$  de 0,10, el contenido de agua de una mezcla de hormigón, con  $a/c$  de 0,50 y 10 cm de asentamiento, aumentó en  $9 \text{ kg/m}^3$  (Kagaya, 1983).

n) Requerimiento de agua estándar: es la cantidad de agua necesaria para obtener un hormigón con un asentamiento de 7,5 cm, utilizando un tamaño máximo de agregado de 19 mm, cemento portland normal y una relación  $a/c$  de 0,60. Este requerimiento se utiliza en Sudáfrica como un índice de calidad del agregado, que permite comparar diferentes agregados o combinaciones entre ellos.

### 3.2.3.- Tamaño de las Partículas

Es conocido que el estado fresco de los morteros y hormigones están fuertemente influenciados por la forma y textura superficial del agregado fino, y también por el tamaño de las partículas. Esto ha llevado a la búsqueda de un índice que cuantifique la distribución de tamaños y su influencia en la consistencia del hormigón fresco.



Murdock determinó en forma empírica, basado en ensayos, el *índice de superficie*,  $f_s$ , teniendo en cuenta el coeficiente por tamaño de partícula,  $k_i$ , de acuerdo con el efecto sobre la consistencia del hormigón que tiene cada fracción de partículas. Los valores de  $k_i$  son negativos para los tamaños mayores de 10 mm. El cálculo de  $f_s$  para un determinado agregado se obtiene de la sumatoria de los coeficientes  $k_i$ , multiplicados por el porcentaje retenido entre los respectivos tamices, y finalmente, se le suma una constante igual a 330. Para resultados más precisos, se deben calcular los porcentajes de las partículas en volumen, sin embargo el error es mínimo si la diferencia de densidad entre las distintas fracciones es pequeña. El valor de  $f_s$  puede variar entre 1,23 y 0,08; y los agregados con mayores valores de  $f_s$  originan hormigones más consistentes (Bascoy, 1992). El valor de  $f_s$  para las curvas granulométricas A y C (IRAM 1627) es de 1,03 y 1,09, respectivamente.

### 3.2.4.- Métodos Normalizados por IRAM para Evaluar la Forma de las Partículas

La Norma IRAM 1687 - Parte 1, basada en la Norma BS 812, establece un método para determinar el índice de lajosidad para agregados comprendidos entre los 6,3 y 63 mm. Define como *laja* a la partícula que tiene un espesor (menor dimensión) menor que 0,6 veces su tamaño nominal (valor promedio de la apertura de los tamices que determinan la fracción a ensayar). El método se basa en el empleo de un calibrador metálico, que para cada tamaño nominal tiene una abertura igual a 0,6 de ese valor. Este método no incluye a las partículas de arenas.

La Parte 2 de la citada norma, con el mismo alcance, establece el método para determinar el *índice de elongación*. Define como agregado elongado aquel que tiene una longitud (mayor dimensión) mayor que 1,8 veces su tamaño nominal. Se emplea un calibrador metálico similar al de la Parte 1.

Por otra parte, la Norma IRAM 1681 establece un método para determinar el *factor de cubicidad* que permite formular un juicio sobre las características de la forma de las partículas del agregado grueso. Se basa en evaluar los porcentajes del material retenido sobre placas reductoras cuyos lados menores son la mitad y un tercio del tamaño directriz (menor abertura del tamiz de orificios circulares, por la que pasa la totalidad de cada una de las fracciones en que se divide la muestra). Cuando el factor de cubicidad es próximo a uno, el agregado tiene una cubicidad óptima, y en el caso que se acerque a cero, las partículas son sumamente lajosas. En el primer caso todas las partículas quedan retenidas en la primera criba, y en el segundo, todas las partículas pasarían por ambas cribas. La fórmula del factor de cubicidad pondera al doble la incidencia del contenido de partículas menores a un tercio del tamaño directriz, respecto a las partículas menores de la mitad de dicho tamaño. El IRAM adoptó como antecedentes la Norma BS 812 y la Norma VN-E-16-67 de la DNV, y su normalización estuvo orientada al campo de los agregados para mezclas asfálticas.

El factor de cubicidad califica a una muestra de agregado y no a una partícula aislada. La DNV establece como 0,60 al valor mínimo del factor de cubicidad para utilizar el agregado en mezclas asfálticas, aunque este límite tiene algún tipo de cuestionamiento por el empleo de tamices de aberturas circulares. Además, se ha informado que agregados excesivamente lajosos a simple vista, cumplen el límite de cubicidad indicado (Francesio, 1993).

La Norma IRAM 1538 (del año 1938, actualizada en 1992) estandariza el modo de determinar el peso unitario del agregado fino, sin aclarar sobre la influencia de la angularidad de las partículas sobre el resultado, como así tampoco menciona que el método se puede emplear como una estimación de la forma y textura del agregado fino.

### 3.3.- Textura Superficial de las Partículas

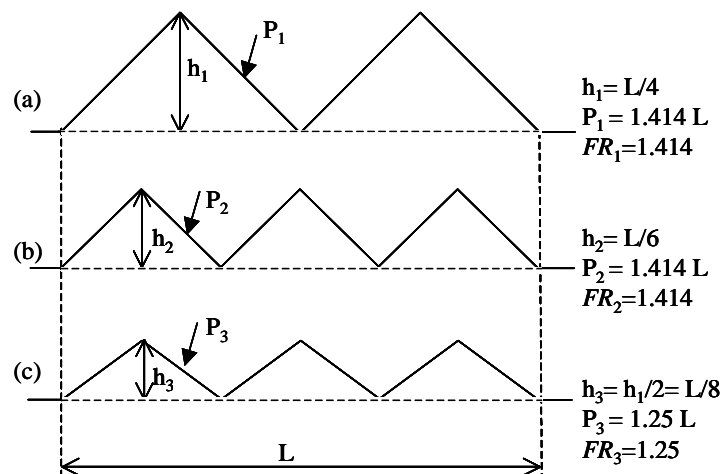
La textura superficial de las partículas es el rasgo de menor importancia que presenta la superficie, independientemente de su tamaño, su forma o su redondez. Esta característica de las partículas depende de la dureza, del tamaño de grano y de la estructura de poros de la roca de origen; y aquellas texturas superficiales que no permiten la penetración de la pasta en el agregado, no favorecen una buena adherencia. La textura superficial es el grado de pulido de la superficie, y tiene en cuenta la rugosidad y el área superficial por unidad de área proyectada. Los primeros estudios se referían a la expresión en términos del promedio aritmético de la desviación de la superficie de la partícula, respecto a la superficie media. Más adelante se emplearon criterios usados en la evaluación de la superficie de metales y de pavimentos. En los agregados triturados, la textura superficial adquiere una mayor importancia, y las rocas densas, duras, con grano fino, generalmente, tienen superficies de fracturas lisas. Sin embargo, hasta el presente no se han normalizado métodos para cuantificar la textura superficial de las partículas de agregado, en forma individual o a granel. Desde el punto de vista teórico, la textura superficial de las partículas está compuesta por dos propiedades geométricas independientes entre sí:

- El relieve superficial denominado *aspereza* o *rugosidad*
- El área superficial por unidad o área proyectada (expresada como *factor de aspereza*)

En base a la relación entre el área real de la superficie,  $A$ , y el área proyectada,  $a$ , Wenzel define el *factor de aspereza* o *rugosidad*,  $FR$ , de acuerdo a la Ecuación 3.16.

$$FR = A/a \quad (3.16)$$

En la Figura 3.18 se comparan tres superficies para demostrar la independencia entre la rugosidad y el factor de aspereza. La rugosidad de la superficie 1 es mayor que la correspondiente a la superficie 2 ( $h_1 > h_2$ ), sin embargo, las longitudes de las líneas de los perfiles ( $P_1$  y  $P_2$ ) son iguales. Esto último significa la igualdad de los factores de aspereza ( $P_i/L$ ) de ambas superficies. En cambio, si se comparan las superficies de las Figuras 3.19 b) y c), resulta que la rugosidad de la superficie 2 es mayor que la rugosidad 3 ( $h_2 > h_3$ ), pero el factor de aspereza de la superficie 2 es mayor que el de la superficie 3 ( $FR_2 > FR_3$ ).



**Figura 3.18:** Esquema sobre la independencia entre la rugosidad y el factor de rugosidad.



**Figura 3.19:** Forma y textura superficial de las arenas natural (a), calcítica (b), dolomítica (c), granítica (d) y cuarcítica (e).

En la Figura 3.19 se observan granos de la fracción “1,18 mm-300µm”, con 40 aumentos, de las diferentes arenas trituradas (TC-1, TD-1, TG-1 y TQ-1, ver punto 5.1) que se alejan de la forma redondeada y la textura lisa de los granos de la arena natural (AN-1).

### 3.3.1.- Métodos para la Medición de la Textura Superficial

Si bien existe un número significativo de modos de caracterizar la forma, pocos son los disponibles para caracterizar la textura superficial. La caracterización numérica de la textura superficial, con un desarrollo similar al empleado en metales, no se aplica en los agregados (Popovics, 1992). Los métodos para evaluar la textura superficial son los siguientes:

- a) El microscopio electrónico ha sido utilizado de un modo cualitativo y descriptivo, y tempranamente se utilizaron métodos basados en la determinación de la diferencia entre el perímetro de la partícula en una sección delgada y la longitud de una aproximación por cuerdas, utilizando equipamiento de laboratorios petrográficos. La limitación de este método es la gran cantidad de medidas que deben tomarse (Wright, 1955).
- b) Un método indirecto de medir la textura superficial fue propuesto por Tons y Goetz, y el mismo consiste en determinar el volumen entre las asperezas cubriendo las partículas con asfalto y removiendo el exceso por encima de los picos (Jano, 1998). También se han desarrollado métodos de absorción para la determinación directa del área superficial, basados en las isotermas de absorción de Gibbs, midiendo el peso de la sustancia absorbida sobre el sustrato. Criterios más recientes como el de la Norma BS 812 establecen la clasificación de la textura superficial en los términos que se indican en la Tabla 3.9.

**Tabla 3.9:** Clasificación de la textura superficial de las partículas de agregados (Norma BS 812: parte I, 1975).

Grupo	Textura superficial	Características	Ejemplos
1	Vidriosa	Fractura concoidal	Pedernal negro, escoria vítrea
2	Pulida	Desgastado por el agua, o debido a fractura de laminado o roca de grano fino	Cantos rodados, esquistos, pizarra, mármol, algunas riolitas
3	Granulosa	Fracturas que muestran granos uniformes más o menos pulidos	Arenisca, oolita
3	Rugosa	Fractura rugosa de roca granular fina -o media- que tiene constituyentes cristalinos que no se pueden ver fácilmente	Basalto, felsita, pórfido, caliza
5	Cristalina	Contiene constituyentes cristalinos fácilmente visibles	Granito, gabro, gneis
6	Panel de abeja	Con cavidades y poros visibles	Piedra pómez, escoria espumosa

- c) Czarnecka y Gillott propusieron un modelo matemático basado en las series de expansión de Fourier, que permiten representar la rugosidad de secciones planas de partículas, combinándola con la forma y textura superficial. Introducen un nuevo coeficiente para expresar la rugosidad total, obtenido sobre perfiles proyectados de dos dimensiones de cada partícula, respecto al método de Fourier desarrollado por Eric y Weinberg para describir la forma del grano que sólo tenía dos coeficientes para caracterizar la forma y la textura. Si bien el método emplea un programa de computación, el mismo resulta con un cierto grado de dificultad cuando se trata de analizar un número importante de perfiles diferentes. El valor del coeficiente de rugosidad total, derivado del análisis de Fourier, es una mejor representación de la morfología del grano que los coeficientes de forma y textura (Czarnecka, 1977).
- d) Existen otros métodos para evaluar, de un modo indirecto, la textura de los agregados. Se puede medir la superficie específica del material granular, por medio de la pérdida de carga de un fluido que atraviesa un lecho de material granular (Shacklock, 1958). El método consiste en hacer atravesar una muestra de 1000 cm<sup>3</sup> de partículas de agregado, con una porosidad  $\varepsilon$ , en un tubo de 6,25 mm de

diámetro y 750 mm de alto por un fluido de viscosidad  $\nu$ . Se emplea la fórmula de Carman para determinar la superficie específica,  $SE$ , en función del área del lecho normal al flujo,  $A$ , el alto del lecho,  $L$ , la pérdida de carga,  $H$ , el caudal del líquido,  $Q$ , y una constante para corregir la resistencia al flujo que ofrece la pared del tubo,  $C$ .

$$SE = ((14\varepsilon^{1.5} * ((AH)/(LQ\nu))^{0.5})/(1 - \varepsilon)) - C \quad (3.17)$$

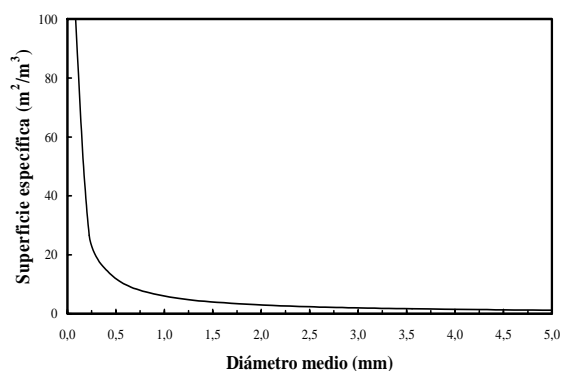
En las experiencias efectuadas se emplearon varios agregados de distintas formas y texturas, y se compararon las superficies específicas de nueve fracciones de tamaños iguales. Se concluyó que el granito triturado tiene una superficie específica 1,5 veces mayor que la de la grava redondeada, para igual tamaño nominal. En la Tabla 3.10 se indican algunos resultados de superficies específicas correspondientes a distintos tipos de agregados (Ozol, 1978).

**Tabla 3.10:** Superficie específica de diferentes agregados, en  $\text{cm}^2/\text{cm}^3$ .

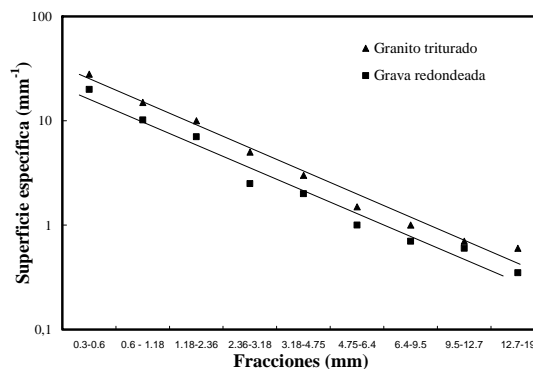
Fracción (mm)	Grava redondeada	Grava irregular	Granito triturado	Cuarcita triturada	Arena natural sílicea
19-12,7	3,12	5,37	6,63	---	---
2,8-1,3	56,5	50	98,5	60	32

El contenido de pasta en el hormigón debe ser suficiente para cubrir la superficie de todas las partículas y entonces, cuanto menor sea el área, menor será el consumo de agua. Edwards & Young fueron los primeros en asumir el concepto de superficie específica en la Tecnología del Hormigón, y además propusieron el diseño de mezclas en base a la superficie específica de los agregados (Edwards, 1918). Este autor define la superficie específica ( $SE$ , en  $\text{m}^2/\text{m}^3$ ) en función del diámetro medio,  $d$  (mm), de cada fracción en que se divide al agregado. La Ecuación 3.18 es correcta para el caso de esferas pero no para partículas irregulares, y en la Figura 3.20 se observa la influencia de las partículas menores de  $300 \mu\text{m}$  en el valor de la superficie específica. Aunque bajo condiciones reales, en los casos de materiales finos, filler o cemento, con partículas angulares pueden tener un área superficial 1.000 veces mayor que considerando esferas de igual volumen (Esping, 2007).

$$SE = 6000 / d \quad (3.18)$$



**Figura 3.20:** Superficie específica para diferentes diámetros considerando las partículas como esféricas.



**Figura 3.21:** Relación entre la superficie específica y el tamaño de la partícula. (adaptado de Neville, 1988).

Shacklock y Walker (1958), utilizando un permeabilímetro, demostraron que el área superficial es inversamente proporcional al tamaño de la partícula, y que dicha relación se ve afectada por el tipo de partícula. En la Figura 3.21 se observa la mayor superficie de los agregados triturados graníticos, respecto a otros de origen natural. También, se han propuesto otras expresiones para el cálculo de la superficie específica ( $SE$ , en  $\text{cm}^2/\text{cm}^3$ ), por ejemplo, Chamberlin estableció la Ecuación 3.19, donde  $a$ ,  $b$  y  $c$  son los ejes de las partículas, de mayor a menor dimensión. Cuando la esfericidad,  $\psi$ , es conocida se puede emplear la Ecuación 3.20, donde  $P_1, P_2, P_3, \dots$ , son las fracciones en volumen sólido o el peso de la fracción si la densidad es la misma para las distintas fracciones de agregado (Ozol, 1978).

$$SE = 2/b(b/a + b/c + 1) \quad (3.19)$$

$$SE = (558/\psi)(P_1 + 0.5P_2 + 0.25P_3 + 0.125P_4 + \dots) \quad (3.20)$$

Craus e Ishai propusieron otro método para determinar la superficie específica de arenas y de filler utilizando la distribución de tamaños, la finura y las propiedades de forma de las partículas. El método se basa en considerar la función que represente la curva granulométrica del material, aproximándola a una derivada continua que se integra por partes y se expresa en términos de la integral de Riemann. A los resultados obtenidos se le aplica un coeficiente de corrección por forma. Este método tiene muy buena aproximación con los resultados obtenidos por el método de Blaine (ASTM C 203) (Craus, 1977).

e) Para caracterizar la forma, la angularidad y la aspereza de las partículas de agregados finos y gruesos, para ser utilizados en mezclas asfálticas, Tons y Goetz desarrollaron el concepto de *volumen empaquetado*. Ante la dificultad de cuantificar en forma separada la interacción de la angularidad y de la aspereza sobre el comportamiento del agregado, definieron el término *rugosidad*, que combina la angularidad y la aspereza. Definen el volumen empaquetado como el que incluye el volumen del material sólido, y los volúmenes de los poros internos conectados al exterior y los vacíos correspondientes a los valles que existen sobre la superficie del agregado. Este volumen puede ser considerado como el definido por una membrana que se coloca alrededor del agregado (ver Figura 3.22). Este criterio separa, entonces, a los vacíos entre partículas de los vacíos superficiales asociados a la aspereza. Para partículas monogranulares se asume que los vacíos entre las partículas son constantes y que esta porosidad es la misma para el caso de partículas lisas y esféricas de igual tamaño. Los autores asumen que la forma de una partícula se puede definir matemáticamente como un elipsoide. Entonces, la porosidad calculada tomando a los granos como elipsoides o esferas de igual tamaño tiene la misma cantidad de vacíos. La diferencia entre la porosidad de las partículas esféricas lisas y las del agregado se deben solamente a las irregularidades superficiales (valles) del agregado. Ishai y Tons desarrollaron el índice denominado *rugosidad específica* ( $Srv$ ) que es igual a cero para partículas esféricas y lisas, y su expresión matemática se indica en la Ecuación 3.21 (Jano, 1998).

$$Srv = 100 (Vsr/Vp) = 100 (1 - (G_{px}/G_{ap})) \quad (3.21)$$

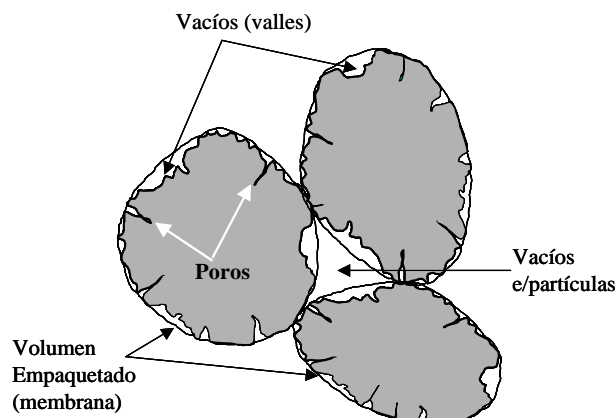
donde:  $Vsr$  es el volumen de poros permeables del agregado,  $Vp$  es el volumen de las partículas,  $G_{px}$  es el peso unitario en condiciones especificadas por los autores, y  $G_{ap}$  es la densidad aparente.

El valor de  $G_{px}$  se determina por medio de un ensayo diseñado por Ishai y Tons, que consiste en el llenado de un recipiente cilíndrico con dos materiales monogranulares, en un aparato similar al especificado en la Norma ASTM C 1252 (ver Ecuación 3.22) (Jano, 1998). Uno de los materiales

utilizados está estandarizado (bolillas esféricas y lisas de vidrio), sin rugosidad y con peso unitario conocido,  $G_{ps}$ , y el otro es el de la arena en estudio,  $G_{px}$ , que se puede escribir del siguiente modo:

$$G_{px} = (\sum W_x / \sum W_s) G_{ps} \quad (3.22)$$

donde:  $W_s$  es el peso del material estándar, y  $W_x$  es el peso de la arena.



**Figura 3.22:** Volumen empaquetado de partículas de agregados (adaptado de Janoo, 1998).

Otras experiencias realizadas por Kaplan, con distintos tipos de agregados gruesos, muestran que la angularidad de las partículas tiene una mayor influencia en el contenido de vacíos que la proporción entre los ejes y la textura superficial (ver Tabla 3.11). El agregado B es más elongado y plano que el A, sin embargo el agregado B presenta un menor contenido de vacíos (menor número de angularidad) por ser más redondeado.

**Tabla 3.11:** Número de angularidad versus otras propiedades del agregado grueso (Ozol, 1978).

Tipo de agregado	Índice de planaridad ( $F$ )	Índice de elongación ( $E$ )	$F+E$ (%)	Número de angularidad ( $NA$ )	Factor de aspereza
A: Granito triturado	9	18	27	9	16,6
B: Grava cuarzosa	8	23	32	1	3,3
C: Grava flint triturada	33	32	76	9	2,2
D: Basalto triturado	31	32	73	9	13,1

**Tabla 3.12:** Superficie específica ( $\text{cm}^2/\text{cm}^3$ ) y factor de angularidad para diferentes materiales (Powers, 1968).

Material Granular Fracción (mm, $\mu\text{m}$ )	Redondeada (arena y grava)		Irregular (arena y grava)		Triturada (granito)		Esferas $SE$
	$SE$	$1/\psi$	$SE$	$1/\psi$	$SE$	$1/\psi$	
3,75 - 3,18	16,6	1,1	25,3	1,6	28,8	1,9	15,3
3,18 - 2,31	23,8	1,2	36,9	1,7	38,8	2,3	21,6
2,31 - 1,18	56,5	1,6	50,0	1,3	98,5	2,8	35,2
1,18 - 600	105,3	1,5	103,5	1,5	139,0	2,1	70,6
600 - 300	159,0	1,1	163,0	1,2	260,0	1,8	133

Finalmente, en la Tabla 3.12 se muestra para un amplio rango de tamaños de partículas cómo la superficie específica se modifica con el cambio de la forma del material, y se compara con valores

determinados para esferas. Se observa que a medida que la forma de la partícula se aleja de la forma esférica, la angularidad y la superficie específica se incrementan fuertemente (Powers, 1968).

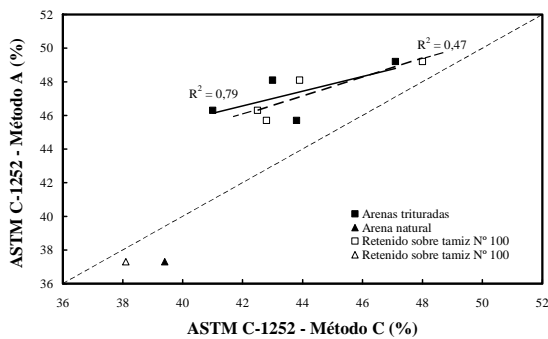
### 3.4.- Resumen de los Principales Métodos de Evaluación de la Forma y Textura Superficial de las Partículas de Arena

A modo de comparación se incluyen en la Tabla 3.13 valores de los contenidos de vacíos obtenidos por el autor empleando los métodos IRAM 1638 y ASTM C 1252 para las diferentes arenas naturales, y trituradas de diferentes orígenes mineralógicos, empleadas en el desarrollo experimental de esta tesis (ver punto 5.1).

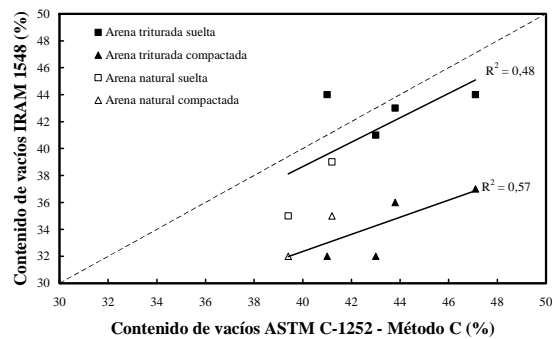
**Tabla 3.13:** Valores de experiencias propias empleando los métodos de las Normas ASTM C 1252 e IRAM 1538.

Tipo de arena	Silíceas (AN-1)	Silíceas (AN-2)	Granítica (TG-3)	Calcítica (TC-1)	Dolomítica (TD-1)	Cuarcítica (TQ-1)
Módulo de finura	3,33	2,39	3,15	3,38	3,38	3,32
% de polvo	0	0	10,7	10,6	13,3	7,3
% vacíos s/IRAM						
- arena suelta	35	39	31	33	33	33
- arena compactada	32	35	32	36	37	36
% de vacíos s/ASTM						
- Método A	37	---	38	36	39	36
- Método C	39	31	33	33	37	31
- Método C s/el material retenido en tamiz N° 100	38	---	33	33	38	33

En la Figura 3.23 se comparan los contenidos de vacíos determinados por los Métodos A y C de la Norma ASTM C 1252, siendo la relación para el grupo de arenas trituradas de baja correlación, debido a las diferencias en las granulometrías y los contenidos de polvo entre las muestras empleadas en ambos métodos. Existe además, una diferenciación entre los puntos correspondientes a las arenas naturales respecto a las trituradas. La correlación mejora sensiblemente cuando a la muestra del Método C se la tamiza por el Tamiz N° 100, aunque siguen influyendo las diferencias en las granulometrías. Es decir, que el Método C no permite comparar del mismo modo que el Método A, la forma y textura superficial de las partículas de agregado fino, por la mayor compacidad que le otorga la presencia de partículas finas.



**Figura 3.23:** Comparación entre los Métodos A y C de la Norma ASTM (experiencias del autor).



**Figura 3.24:** Comparación entre métodos ASTM e IRAM para determinar el contenido de vacíos de la arena (experiencias del autor).



En la Figura 3.24 se comparan los resultados aplicando los métodos de las Normas ASTM C 1252 e IRAM 1538, observándose que existe una tendencia que conforme se incrementa el contenido de vacíos obtenido por un método, también sucede lo mismo con el otro. Los bajos valores del coeficiente de correlación se asocian a las diferencias de los volúmenes de material que se evalúan en cada caso, por este motivo existe dispersión de los resultados.

### **3.5.- Consideraciones sobre la Evaluación de Forma y Textura Superficial de las Partículas del Agregado Fino**

Para la evaluación de la forma y textura superficial de las partículas de agregados, se han desarrollado varios métodos de clasificación, de acuerdo con modelos o expresiones matemáticas, las que resultan sencillas desde el punto de vista de su definición, pero con inconvenientes en la parte práctica para su determinación, especialmente en el caso de los agregados finos. El desarrollo de numerosos ensayos, con diferentes grados de complejidad, y la experiencia existente en su aplicación, indican que el contenido de vacíos entre las partículas del agregado es un parámetro sensible para establecer, de una manera práctica, la forma y la textura de las partículas del agregado fino.

- La forma y la textura de las partículas del agregado fino pueden ser evaluadas por dos tipos de métodos: unos basados en la observación y medición individual de las partículas, y otros en la medición de alguna propiedad del material granular. En este último grupo se encuentra la determinación del porcentaje de vacíos, el factor de empaque, la medición del tiempo que tarda en fluir el material granular a través de un orificio, etc. En los agregados gruesos, el ensayo sobre partículas resulta adecuado, mientras que los métodos que utilizan el material a granel son prácticos tanto para agregado grueso como para el fino.
- En general, los métodos simples de caracterización de la forma de los granos, distinguen muy bien entre agregados con una clara diferencia en la forma, pero no separan materiales que tengan similar forma de grano.
- La mayoría de los ensayos para evaluar las características físicas del agregado fino se basan en la medición del contenido de vacíos, y dos de ellos han sido normalizados por ASTM (C 1252 y D 3398). Este tipo de ensayos muestran sensibilidad ante los cambios de forma y textura; y junto a clasificaciones descriptivas, como la establecida en la Norma BS 812, resultan adecuados para ser empleados en el campo de la Tecnología del Hormigón.
- Existen otros métodos para evaluar las características físicas de las partículas, empleando tomografía computada, *MEB*, láser, procesamiento de imágenes, redes neuronales, fractales, o midiendo la resistencia al corte, etc. Estos métodos pueden resultar adecuados para trabajos de laboratorio, pero resultan complejos para aplicar en obra. En general, el empleo de estos métodos se ve dificultado porque los mismos no han sido correlacionados con los métodos normalizados.
- No se han normalizado métodos para cuantificar la textura superficial de las partículas de los agregados para hormigón en forma individual o a granel. Los métodos desarrollados lo hacen en forma descriptiva utilizando diferentes técnicas: microscopio electrónico, determinación del volumen entre asperezas cubriendo las partículas con asfalto y removiendo el exceso por encima de los picos, modelos matemáticos basado en las series de expansión de Fourier, superficie específica del material granular, o lo hacen en forma descriptiva. Este último tipo de clasificación, como el establecido por la Norma BS 812, resulta práctico desde el punto de vista tecnológico.

- Las experiencias propias muestran que el contenido de vacíos del agregado fino resulta sensible a los cambios de forma y textura superficial de las partículas y se vincula directamente con el comportamiento de los morteros en estado fresco (ver Figuras 3.10 a 3.12). Además, es un método sencillo de realizar y económico en tiempo y equipamiento, y se basa en el criterio de que partículas angulares o con una mayor textura superficial, no tienen un empaquetamiento tan compacto como aquellas partículas redondeadas o lisas.

**“Caracterización de la Durabilidad de Hormigones con Arenas de Trituración”**



## **Capítulo 4**

### **CONSIDERACIONES SOBRE EL HORMIGON COMO MATERIAL COMPUESTO**

## Capítulo 4

### CONSIDERACIONES SOBRE EL HORMIGON COMO MATERIAL COMPUESTO

El objetivo del presente capítulo es analizar, en función del conocimiento actual, el comportamiento del hormigón como material compuesto, a fin de aportar el marco teórico necesario para desarrollar los temas inherentes a esta tesis, que se complementa con el desarrollo efectuado en los Capítulos 2 y 3. La interfaz “*pasta-agregado fino*”, el efecto filler del polvo que contienen las arenas trituradas, la estructura de la pasta, las propiedades de los agregados, el comportamiento reológico del hormigón en estado fresco, y las principales propiedades mecánicas y durables que caracterizan al hormigón en estado endurecido, son los temas fundamentales que se plantean en este capítulo. Además, si bien el estudio principal se enfoca en la influencia de la forma y textura del agregado fino sobre las propiedades del hormigón y en la corrosión del acero, estas características de los granos modifican la interacción entre las fases del hormigón en el estado endurecido, y las proporciones relativas entre ellas, para lograr un estado fresco del hormigón que asegure su colocación y la compactación adecuada de las mezclas.

El hormigón puede considerarse como un material estructural heterogéneo, poroso, hidráulico y con una estructura altamente compleja, cuyas propiedades mecánicas y durables se modifican con el tiempo. En esta concepción del hormigón, las fases sólidas, las interfaces, y la cantidad, forma, tamaño y distribución de los poros son los responsables del comportamiento mecánico-durable. Las estructuras de hormigón deben ser suficientemente fuertes y estables como para resistir las cargas aplicadas, rígidas para evitar deformaciones no deseadas, y además, resistir los efectos del medio en las que se encuentran expuestas, durante el período de vida útil estipulado.

Los niveles de observación asociados con los estudios que se efectúan sobre el hormigón, comenzó a tenerse en cuenta en la década del '80, y a partir de allí hay consenso en dividir a los mismos en tres, micronivel, mesonivel y macronivel.

**Tabla 4.1:** Estructura del hormigón, como material compuesto (Zerbino, 1998).

Nivel estructural	Aspectos característicos	Tipo de modelo
Micronivel	Estructura de la pasta de cemento	Ciencia de los materiales
Mesonivel	Poros, fisuras, inclusiones, interfaces	Ingeniería de los materiales, modelos mecánicos y numéricos.
Macronivel	Geometría de elementos estructurales	Ingeniería estructural y leyes constitutivas del material

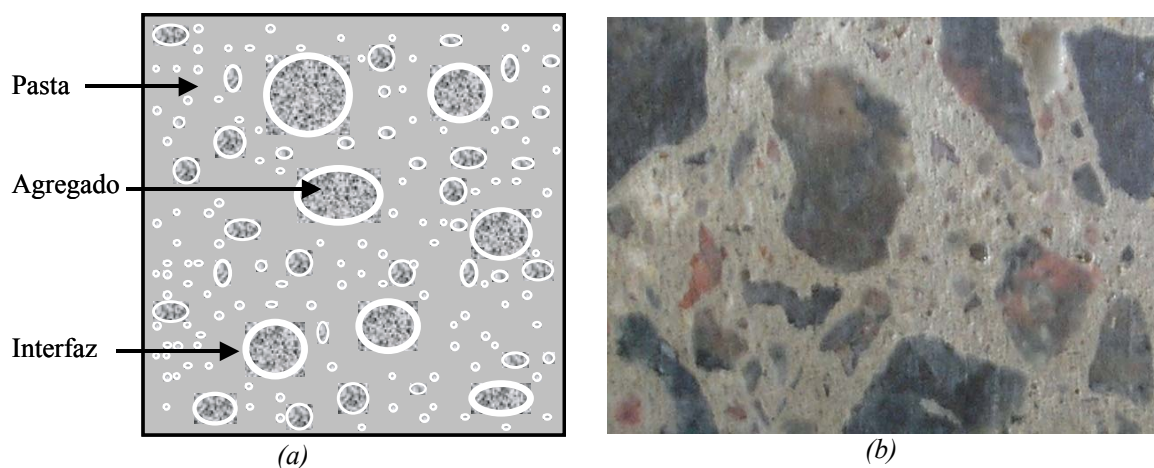
En la Tabla 4.1 se indican los niveles, sus aspectos característicos y sus correspondientes modelos para estudiar el comportamiento del material compuesto. Los fenómenos como la contracción y creep pueden explicarse a partir de procesos que ocurren en el micronivel, aunque el comportamiento

del hormigón no puede ser completamente explicado a partir de los mecanismos que se desarrollan en la pasta endurecida de cemento. Por ello, la presencia de poros, fisuras, interfaces e inclusiones hacen que el estudio del material se lleve a cabo desde el mesonivel. Los conocimientos en estos dos niveles son aplicados, para describir el comportamiento del material en el cálculo estructural (macronivel) (Zerbino, 1998).

#### 4.1.- Consideraciones sobre las Fases del Hormigón

Los avances en la tecnología del hormigón, al igual que los obtenidos en el desarrollo de otros materiales se basan en la *ciencia de los materiales*, que prioriza la vinculación entre la estructura interna, el método de procesamiento u obtención, y las propiedades mecánicas y durables del material. En la mayoría de los materiales se presentan más de una fase, cada una de las cuales tiene su propio arreglo atómico y sus propiedades. El control del tipo, tamaño, distribución y cantidad de estas fases dentro del material, proporciona un modo adicional de controlar sus propiedades. Desde un punto de vista ingenieril, el costo resulta ser la cuarta característica que se asocia a las anteriores, y en muchos casos resulta determinante en la selección del material y/o en la viabilidad de la ejecución de la obra. El conocimiento de estas interrelaciones permite obtener parámetros de diseño, acordes con las prestaciones requeridas y con un desempeño adecuado, durante la vida útil de las estructuras de hormigón armado.

Actualmente, se considera al hormigón, en el mesonivel, como una matriz de pasta de cemento en la que se incluyen agregados pétreos, teniendo una significativa importancia la interfaz entre las fases “pasta” y “agregado” (ver Figura 4.1). En otra escala, se lo puede considerar como una matriz de mortero donde se incluyen los agregados gruesos. La estructura del hormigón es altamente compleja y heterogénea, no permanece estable porque la pasta y la interfaz se modifican con el tiempo y con los cambios de la humedad ambiente y de la temperatura; y además, también al interactuar con el medio ambiente. El mayor volumen del hormigón está compuesto por los agregados, cuyas partículas están rodeadas y unidas por la pasta endurecida de cemento. La porosidad, en diferentes formas y magnitudes, está presente en todas las fases e interfaces, afectando la resistencia y los mecanismos de transporte.



**Figura 4.1:** Modelo del hormigón como material compuesto (a) - Corte de un hormigón (b).

La heterogeneidad del hormigón y su naturaleza dinámica, hacen que los modelos teóricos de predicción del comportamiento de materiales ingenieriles sean de limitado uso en el hormigón. Existen

diversos modelos para predecir este comportamiento. Conforme avanzaron los medios técnicos, se pasó de esquemas sencillos como los modelos elásticos y/o viscoelásticos, de Voigt y de Reuss, donde las fases pasta y agregado se colocan en forma paralela, donde se impone la condición de deformación uniforme en el primero de ellos, y en serie, en el segundo, donde la condición es de igual tensión, hasta modelos más complejos en base al Método de los Elementos Finitos. Entre estos extremos hubo otros modelos, como los de Hirsch, Hansen, Hashin y Shtrikman (Mehta, 1993).

El agregado y la pasta de cemento presentan una relación esfuerzo-deformación prácticamente lineal, y en cambio en el hormigón, compuesto por ambas fases, esa relación no es lineal (Figura 4.2). Este comportamiento del hormigón se relaciona con la presencia de interfaces y con el desarrollo bajo carga de microfisuras en esas zonas (Neville, 1998), que hacen que el hormigón falle a una considerable menor tensión que sus dos principales componentes; es decir, que las interfaces afectan el proceso de fisuración y constituyen zonas de concentración de tensiones (Wittmann, 1983). La zona de interfaces existe en la superficie del agregado grueso y del agregado fino, siendo en este último caso el espesor más pequeño, pero el correspondiente volumen de interfaces resulta mayor. La importancia de las interfaces radica en que afectan entre  $\frac{1}{3}$  y  $\frac{1}{2}$  del volumen total de pasta de cemento endurecida, y la porosidad de la pasta cercana a la superficie de los agregados puede llegar a ser 3 veces el valor de la porosidad de la pasta (Snyder, 1993).

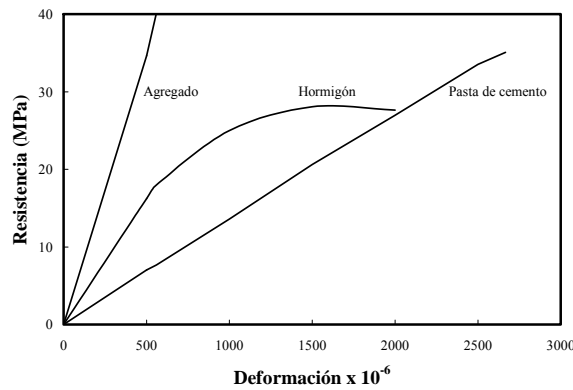


Figura 4.2: Relación “esfuerzo-deformación” para agregado, pasta de cemento y hormigón (Neville, 1998).

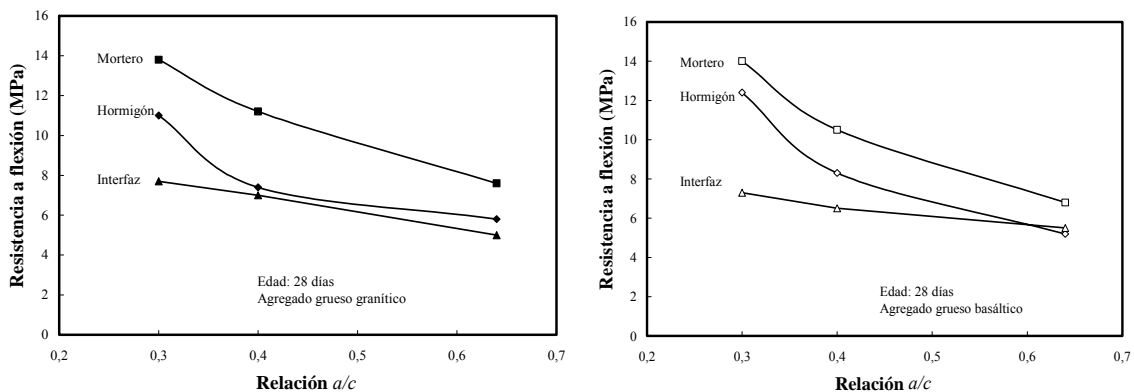


Figura 4.3: Resistencia de las fases del hormigón con diferentes agregados gruesos, granito (a) y basalto (b) (Adaptado de Giaccio, 1990).

La resistencia relativa de las diferentes fases varía según el nivel resistente del hormigón, es decir, que en los hormigones convencionales la interfaz controla o limita el nivel de resistencia del hormigón y en cambio, en los hormigones de altas prestaciones, la resistencia del hormigón se acerca a la del mortero. En este último caso, la resistencia del mortero se acerca a la resistencia de la roca, aumentando la probabilidad de que se desarrollen fisuras a través de los agregados, modificándose el mecanismo de falla respecto al hormigón convencional. En la Figura 4.3 se observa el comportamiento descrito para tres clases de hormigones, H-90 ( $a/c = 0,30$ ), H-60 ( $a/c = 0,40$ ) y H-30 ( $a/c = 0,64$ ), elaborados con diferentes agregados gruesos (granito y basalto). La interfaz resulta menos sensible a los cambios de relaciones  $a/c$  que el mortero y el hormigón por su mayor volumen y tamaño de vacíos, y por la presencia de cristales de hidróxido de calcio ( $CH$ ) orientados.

## 4.2.- Pasta Hidratada de Cemento

El cemento Portland normal está compuesto, mayoritariamente, por silicatos de calcio (silicato bicálcico y tricálcico), aluminato tricálcico y ferro-aluminato tetracálcico. La reacción entre el cemento Portland y el agua, que incluye mecanismos físicos y químicos, resulta ser la responsable del fraguado y del posterior endurecimiento del hormigón. La hidratación del cemento involucra un gran número de reacciones simultáneas, exotérmicas, y para facilitar su comprensión se asume que la hidratación de cada compuesto es independiente de los restantes. Esta simplificación no es del todo válida, debido a que la hidratación de unos compuestos pueden interferir en la hidratación de otros, pero en la mayoría de los casos resulta razonable esta simplificación (Mindess, 1981). Los productos de hidratación del cemento son compuestos de solubilidad relativamente baja, lo que permite que el hormigón mantenga sus propiedades mecánicas, cuando se encuentra en contacto con el agua.

### 4.2.1.- Productos de Hidratación del Cemento Portland

**Hidratación de los Silicatos de Calcio:** El desarrollo de la resistencia mecánica de la pasta de cemento está relacionado con la reacción de hidratación de los silicatos de calcio,  $C_3S$ ,  $C_2S$  (ver Figura 4.9). Los productos de la reacción de los silicatos con el agua son el silicato de calcio hidratado ( $CSH$ ) y el  $CH$ . La cantidad de agua para hidratar a ambos silicatos es aproximadamente igual, pero respecto a la liberación de  $CH$  es del orden de la mitad, en el caso del  $C_2S$ , respecto al  $C_3S$  (Veronelli, 1980).

El  $CH$  es estequiométricamente bien definido, se presenta en cristales grandes de forma de prismas hexagonales y resulta ser altamente soluble. Representa aproximadamente el 20-25 % del volumen total de sólidos de la pasta. Por su baja superficie específica, no aporta a la resistencia, ni a la durabilidad de la pasta por su capacidad de lixiviación, aunque le otorga alta alcalinidad ( $pH = 12,5$ ) que protege a las armaduras de refuerzo. En cambio, el  $CSH$  es un compuesto no bien definido, donde la relación  $Ca/Si$  varía entre 1,0 y 2,0 dependiendo de la edad, la temperatura y el contenido de agua estructural. Constituye el 50-60 % del volumen total de sólidos de la pasta de cemento. La morfología del  $CSH$  también varía desde fibras, pobremente cristalinas a una red reticular. Este material se lo suele referir como *gel de tobermorita* y su superficie específica es del orden de 100 a 700  $m^2/g$ . La resistencia del material es atribuida principalmente a las fuerzas de Van der Waals, el tamaño de los poros del gel y la distancia entre sólidos, próxima a 18 Å.

**Hidratación del  $C_3A$ :** La hidratación del  $C_3A$  involucra reacciones con los iones sulfatos provenientes de la disolución del yeso; sin la presencia de este último, la reacción sería muy rápida. El  $C_3A$  desarrolla una baja resistencia (ver Figura 4.9), en cambio tiene importancia en el calor de hidratación y en la resistencia de la pasta al ataque de sulfatos. En la primera reacción del  $C_3A$  se forma

sulfoaluminato de calcio hidratado, etringita ( $C_6A\bar{S}_3H_{32}$ ). La etringita es estable mientras exista sulfato en disolución disponible. Si el sulfato reacciona antes que el  $C_3A$  se haya hidratado totalmente, la etringita se transforma en otro sulfoaluminato de calcio que posee un menor contenido de sulfato, conocido como monosulfoaluminato de calcio hidratado ( $C_4A\bar{S}H_{12}$ ).

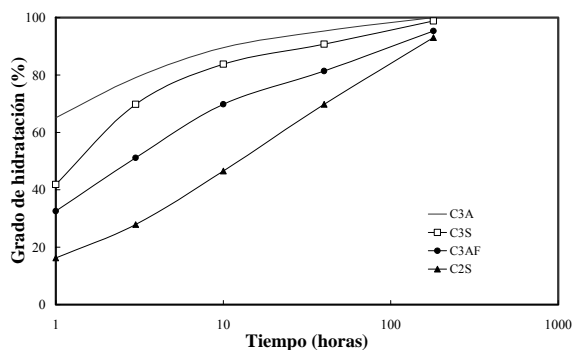
**Hidratación del  $C_4AF$ :** La hidratación del  $C_4AF$  tiene aparentemente la misma secuencia que la hidratación del  $C_3A$ , con la diferencia que la reacción es más lenta, no causa el fraguado instantáneo y libera menos calor. Esta fase reacciona rápidamente con el agua, el fraguado ocurre en pocos minutos y el aporte de resistencia que proporciona al cemento es controvertido, ya que el mismo está condicionado en forma proporcional, al contenido en que se encuentra presente. Las características de las fases hidratadas se indican en la Tabla 4.2.

**Tabla 4.2:** Características de las distintas fases de la pasta hidratada de cemento (Mindess, 1981).

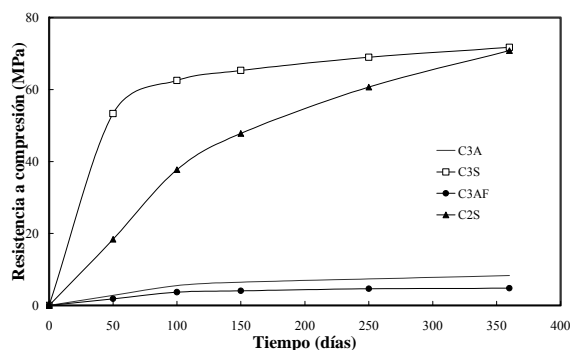
Compuesto	Peso específico (g/cm <sup>3</sup> )	Estado cristalino	Morfología	Dimensiones típicas en la pasta
CSH	2,3 - 2,6 (*)	Muy pobre	Fibras delgadas	1 x 0,1 μm (espesor < 0,01 μm)
CH	2,24	Muy bueno	Prismas hexagonales, no porosos	10 - 100 μm
Etringita	~ 1,75	Bueno	Agujas prismáticas largas y delgadas	10 x 0,5 μm
Monosulfoaluminato	1,95	Pobre a bueno	Placas delgadas hexagonales, rosetas irregulares	1 x 1 x 0,1 μm

(\*) depende del contenido de agua

La velocidad de hidratación de los componentes del cemento se muestra en la Figura 4.4 sobre la base del grado de hidratación de cada componente en función del tiempo. El  $C_2S$  se hidrata de manera similar al  $C_3S$ , aunque más lentamente, dado que este compuesto es menos reactivo. La presencia de yeso retarda la hidratación del  $C_3A$ . Posteriormente, Avrami propuso un modelo de velocidad de hidratación para los componentes del clinker que resultan más adecuadas para describir la nucleación y desarrollo de las reacciones (Tennis, 2000; Scrivener, 2011).



**Figura 4.4:** Velocidad de hidratación de los compuestos del cemento (adaptado de Copeland, 1960).



**Figura 4.5:** Desarrollo de la resistencia de compuestos puros (adaptado de Bogue, 1955).

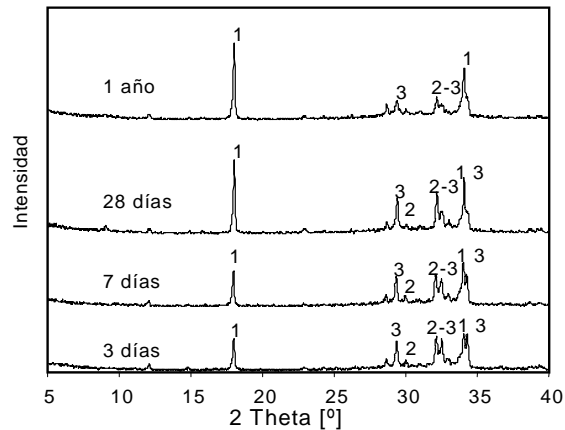
Experiencias realizadas por el autor muestran el seguimiento del desarrollo de los cristales de  $CH$  por difracción de rayos X, debido a su elevada cristalinidad, es un buen indicador de las reacciones de hidratación (Salgueiro-Somoza-Cabrera, 2004). Para cada relación  $a/c$  estudiada (0,24, 0,40 y 0,60), el crecimiento de la intensidad de los picos de  $CH$  da cuenta de la evolución de este producto y por ende, de la cinética de la reacción de hidratación de los silicatos (ver Tabla 4.3). El aumento de la intensidad de los picos de  $CH$  para relaciones  $a/c$  más elevadas se debe a la existencia de un mayor espacio para el



alojamiento y desarrollo de los productos de hidratación. Para la pasta con relación  $a/c = 0,24$ , la falta de espacio no permite la total hidratación del cemento, y en los difractogramas de la Figura 4.6, se verifica la existencia de  $C_2S$  y  $C_3S$  anhidros a los 365 días.

**Tabla 4.3:** Intensidad de los picos de  $CH$ , obtenidos por DRX.

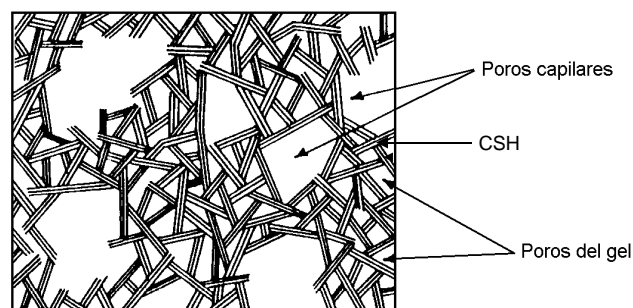
Edad (días)	Pico de $CH$ ( $2\theta = 34^\circ$ ) para relaciones $a/c$ :		
	0,24	0,40	0,60
7	343	641	818
28	487	684	1054
365	542	----	----



**Figura 4.6:** Espectros de intensidad de radiación X  $CuK\alpha$  en función del ángulo de difracción  $2\theta$ , para pasta con relación  $a/c = 0,24$ . (Se indica 1:  $CH$ , 2:  $C_2S$  y 3:  $C_3S$ ).

#### 4.2.2.- Porosidad de la Pasta Hidratada de Cemento

Existen varios modelos de la estructura de la pasta de cemento que permiten comprender su comportamiento mecánico, siendo el de Powers uno de los más aceptados. Este modelo se indica en la Figura 4.7, donde las líneas representan las partículas o láminas del gel, los espacios intersticiales entre ellas a los *poros de gel* (silicato de calcio hidratado,  $CSH$ ) y los espacios de mayor tamaño, los *poros capilares*. El gel de cemento, se supone como una sustancia rígida, compuesta por partículas de tamaño coloidal, con una porosidad característica del 28 %, independientemente de la relación  $a/c$  y del grado de hidratación de la pasta.



**Figura 4.7:** Esquema de la pasta de cemento hidratada según el modelo de Powers (Soroka, 1979).

En cambio, los poros capilares dependen de la relación  $a/c$  y del grado de hidratación (Taylor, 1967). Los otros componentes, granos de cemento anhidro, sulfoaluminatos, cristales de hidróxido de calcio ( $CH$ ) y burbujas de aire completan la estructura de la pasta (ver Tabla 4.2). La naturaleza coloidal de los productos de hidratación, la estructura porosa del gel y la importancia del agua en el comportamiento de la pasta es generalmente aceptada y reconocida (Soroka, 1979). La alcalinidad ( $pH$

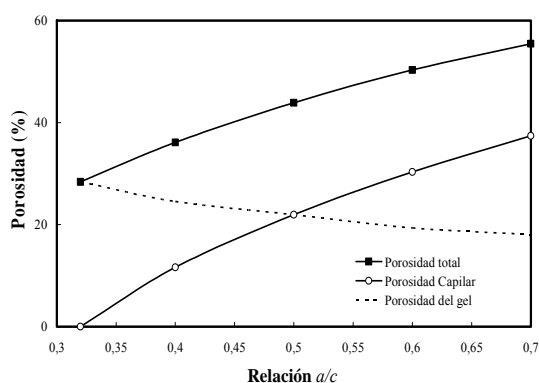
12-14) de la solución de poros de los cementos portland normal se debe a la presencia de pequeñas cantidades de NaOH y KOH, aunque la pasta contiene grandes cantidades de  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  de menor solubilidad que los álcalis (Bertolini, 2004).

El diámetro de los poros de una pasta cementícea hidratada puede variar en órdenes de magnitud desde la escala subnanométrica a la escala micrométrica (ver Tabla 4.4). El primer caso corresponde a los *poros de gel*, mientras que en segundo caso, los poros cuyo diámetro varía entre 10 nm a 1000 nm, se denominan *poros capilares*, y resultan de vacíos inicialmente llenos de agua y, a posteriori, parcialmente, llenos con productos de la hidratación (Metha, 1993). El proceso de hidratación del cemento portland se inicia cuando éste toma contacto con el agua, y a medida que los productos de hidratación (silicatos, hidróxidos y sulfoaluminatos de calcio) evolucionan, la pasta se hace menos porosa e incrementa su resistencia mecánica.

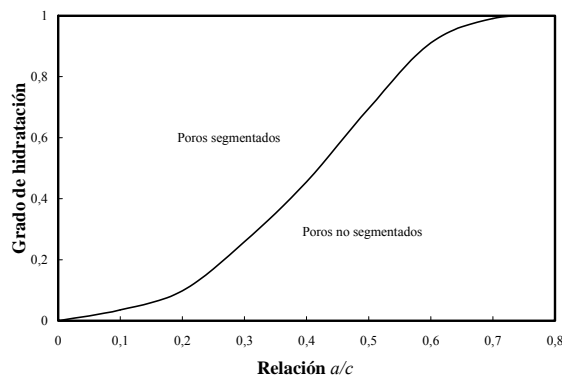
**Tabla 4.4:** Clasificación por tamaño de los poros de la pasta de cemento hidratada (Mindess, 1981).

Denominación	Diámetro	Descripción	Rol del agua	Propiedad afectada
Poros capilares	10 - 0,05 $\mu\text{m}$	Capilares grandes	Se comporta como agua libre	Resistencia, permeabilidad
	20 - 10 nm	Capilares medianos	Genera moderada fuerza de tensión superficial	Resistencia, permeabilidad, contracción a alta humedad
	10 - 2,5 nm	Pequeños capilares	Genera elevadas fuerzas de tensión superficial	Contracción a 50 % HR
Poros de gel	2,5 - 0,5 nm	Microporos	Agua fuertemente absorbida, no forma menisco	Contracción por secado, creep
	< ~0,5 nm	Microporos entre láminas	Agua estructural involucrada en las uniones	Contracción por secado, creep

La porosidad capilar del hormigón depende del agua que excede a la combinada, teniendo en cuenta que solamente entre 23 y 25 % en peso del cemento es necesario para la hidratación completa del cemento, el resto queda sin combinar, y durante el secado origina en la estructura la porosidad capilar. De acuerdo con el modelo de hidratación desarrollado por Powers, para una relación  $a/c = 0,32$ , la porosidad capilar es nula (Metha, 1993). En la Figura 4.8 se indica la variación de la porosidad en función de la relación  $a/c$ .



**Figura 4.8:** Porosidad en función de la relación  $a/c$  (adaptado de Metha, 1993).



**Figura 4.9:** Continuidad de los poros capilares en función de la relación  $a/c$  (Powers, 1959).

La estructura de poros de la pasta resulta compleja y está definida por su volumen (porosidad), tamaño (diámetro), geometría (tortuosidad) y su conectividad (grado de segmentación). A medida que el grado de hidratación crece, los productos de reacción van colmatando los poros capilares, y para

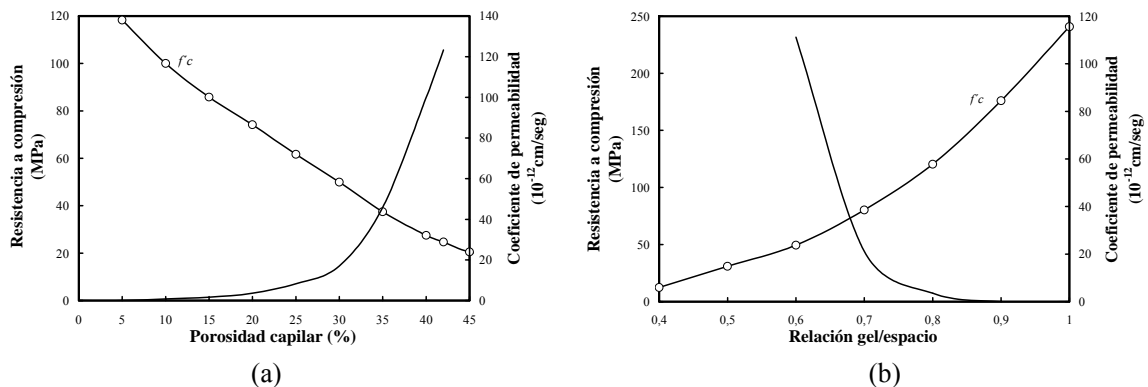
relaciones  $a/c$  superiores a 0,70 la hidratación total del cemento no alcanza para segmentar los poros, es decir, interrumpir su continuidad, lo cual resulta fundamental para reducir el transporte de sustancias en el hormigón. Los reglamentos, generalmente, especifican para hormigones expuestos a condiciones severas relaciones  $a/c$  menores a 0,40, ya que para ese valor con sólo alcanzar el 50 % de la hidratación del cemento, los poros capilares dejan de tener continuidad, asegurando una reducción del ingreso de sustancias agresivas al hormigón y al acero (ver Figura 4.9).

Por otra parte, investigadores del National Institute of Standards and Technology (NIST) han propuesto una teoría de la precolación, donde se considera que cuando la porosidad capilar es  $\leq 18\%$ , los poros se tornan discontinuos, independientemente de la relación  $a/c$  y del grado de hidratación que posea el hormigón (Bentz, 1991). Otras experiencias empleando la técnica de porosimetría de mercurio indican que para que los poros de una pasta de cemento, sin adición, con una relación  $a/c = 0,50$ , se transformen en discontinuos es necesario alcanzar un grado de hidratación de alrededor del 65 %, y para la relación  $a/c = 0,60$  es necesario aumentar el grado de hidratación hasta el 74 % (Cook, 1999).

#### 4.2.3.- Propiedades Mecánicas de la Pasta de Cemento

Las propiedades de la pasta endurecida son determinadas principalmente por su estructura, más que por su composición química. La resistencia de la pasta esta influenciada por (Nagaraj, 1990):

- las fuerzas interatómicas dentro de las partículas que se forman durante la hidratación,
- las fuerzas atómicas interfaciales que unen las partículas individuales y además, los granos de cemento anhidro o de fillers,
- la morfología y tamaño de las partículas hidratadas, además de su intercrecimiento y aglomeración, y
- la distribución de la microestructura, p.e., su disposición geométrica y la distribución de la densidad.



**Figura 4.10:** Relaciones “Resistencia - permeabilidad - porosidad capilar” (a); y “Resistencia - permeabilidad - relación gel/espacio” (b), en pastas de cemento (adaptado de Mehta, 1993).

La variación de la porosidad capilar afecta la resistencia y el coeficiente de permeabilidad, de modo que las propiedades mecánicas y de durabilidad, asociadas a los mecanismos de transporte son sensiblemente afectados por la misma. A medida que la porosidad se reduce, la resistencia aumenta, como consecuencia del incremento a nivel microscópico de las fuerzas de unión. A nivel ingenieril esto se refleja por la relación  $a/c$ . La reducción de la relación  $a/c$  tiene un papel determinante, y la prolongación del curado del hormigón permite mantener las condiciones adecuadas, para la continuidad de la formación de productos de hidratación que inducen cambios en la relación gel/espacio. Esta

relación adquiere una relevancia tal vez mayor que la relación  $a/c$ , dado que evalúa la cantidad de sólidos que van llenando los espacios inicialmente ocupados por el agua de mezclado y el cemento (ver Figura 4.10).

Con respecto a la relación entre la resistencia y la porosidad de la pasta, se debe tener en cuenta que a cualquier edad, la porosidad de la pasta cementícea es la principal variable que define el comportamiento mecánico y que condiciona algunos aspectos de la durabilidad del material, en estado endurecido. La porosidad del hormigón está controlada por la cantidad y calidad de la pasta de cemento, aunque la existencia de microfisuras en las interfaces modifica la permeabilidad del hormigón. Si bien existen distintas ecuaciones con diversos grados de complejidad, sobre la resistencia de la pasta de cemento (Popovics, 1999), se puede adoptar que la porosidad de la pasta de cemento ( $p$ ) está relacionada con la resistencia de acuerdo con la Ecuación 4.1.

$$f'_c = f_0 e^{(-bp)} \quad (4.1)$$

donde,  $f_0$  corresponde a la resistencia de la pasta con porosidad nula y  $b$  es una constante que depende del tipo de cemento, la edad, el grado de hidratación, y la relación  $a/c$ .

Finalmente, la ley de Abrams basada en la relación  $a/c$  no es estrictamente una ley, dado que no tiene en cuenta algunas variables como ser el grado de hidratación, la temperatura a la que ocurre la hidratación, las características físicas y químicas del cemento, el contenido de aire del hormigón, el efecto de la exudación, etc. En cambio, Powers vinculó la resistencia con la concentración de productos de hidratación del cemento, dentro del espacio disponible para estos productos (relación gel/espacio). Si se considera que el volumen de agua no evaporable o combinada,  $w_n$ , es proporcional al volumen de los productos de hidratación, y que el volumen de agua de mezclado es  $w_o$ , está relacionado con el espacio disponible, la resistencia de la pasta,  $f'_p$  en MPa, se puede formular de acuerdo con la Ecuación 4.2 (Powers, 1949; Neville, 1988):

$$f'_p = 240.5 \cdot (w_n / w_o) - 25.3 \quad (4.2)$$

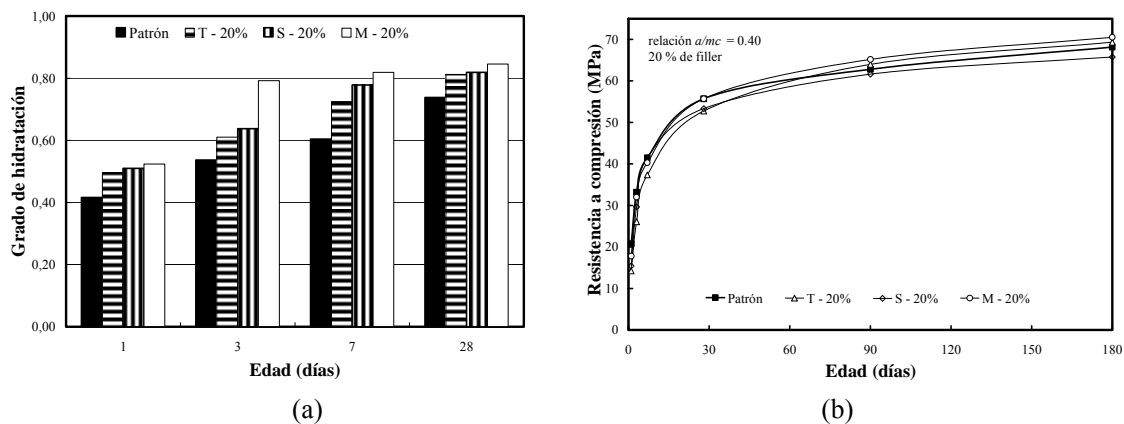
#### 4.2.3.1.- Influencia del filler en la hidratación y las propiedades de la pasta de cemento

Considerando la presencia de polvo de roca en las arenas trituradas, se efectúan algunos comentarios sobre su efecto en el proceso de hidratación, específicamente sobre el efecto filler, dado que el polvo de piedra de las arenas empleadas en esta tesis no tiene efecto puzolánico. Los materiales finos tienen un efecto sobre la hidratación del cemento, por lo cual, el contenido de polvo de las arenas no resulta ser despreciable e incidirá también sobre los mecanismos de hidratación. En nuestro país, por ejemplo, un cemento fillerizado (cemento portland más filler) puede aportar al hormigón  $70 \text{ kg/m}^3$  de polvo de piedra, mientras que una arena triturada puede aportar un contenido del mismo orden.

Varios autores establecieron que la adición de materiales muy finos al cemento acelera el proceso de hidratación del mismo, a través de lo que se denomina el *efecto filler* (Gutteridge, 1990). Este efecto se produce cuando se emplean materiales inertes (rutilo, carbón), o finos hidráulicamente inactivos (caliza), o finos activos (escoria, ceniza volante, humos de sílice), y es máximo, cuando la adición es humo de sílice (Detwiler, 1989; Narang, 1992; Goldman, 1993). Estudios realizados con mezclas de cemento y caliza molida, muestran que durante las primeras edades, la cristalización del  $CH$  tiene lugar en el interior de la masa, y también sobre la superficie de las partículas de filler que actúan

como centros de nucleación. Además, la cantidad de caliza que puede incorporarse a los hidratos se incrementa, a medida que aumenta el contenido de  $C_3A$  (Soroka, 1976; Bonavetti, 1994).

Los filler sin propiedades puzolánicas, cuando se incorporan al cemento no generan CSH, y presentan dos efectos, la aceleración de la hidratación a edades tempranas y el efecto de dilución, debido a la menor cantidad de clinker para hidratar. El resultado sobre las propiedades mecánicas y durables en el hormigón será la suma de estos dos efectos, y dependerá del contenido, tipo y finura del filler. Scrivener ha realizado un exhaustivo estudio de la hidratación del cemento que incluye el efecto de los materiales cementíceos suplementarios (adiciones minerales), y establece que a futuro se debe incrementar el conocimiento sobre las adiciones, el desarrollo y uso de nuevas adiciones, y el desarrollo y uso de diferentes tipos de clinkers (Scrivener, 2011).



**Figura 4.11:** Grado de hidratación (a) y resistencia a compresión de pastas con 20 % de filler calizo (b). (adaptado de Bonavetti, 1998) (T: 360 m<sup>2</sup>/kg – S: 710 m<sup>2</sup>/kg – M: 1020 m<sup>2</sup>/kg)

En experiencias realizadas por Bonavetti para evaluar la influencia en la hidratación de la incorporación de hasta un 20 % de caliza en pastas, con relación  $a/mc = 0,40$ , empleando un filler con superficies específicas entre 360 y 1020 m<sup>2</sup>/kg, se observó que el mayor incremento del grado de hidratación respecto a la pasta patrón se obtuvo en los primeros 7 días (22 % para reemplazos de 10 % a 7 días, y de 47 % para un 20 % de reemplazo a 3 días) (ver Figura 4.11.a) (Bonavetti, 1998). En este trabajo, respecto a la resistencia a compresión, se obtuvo que las pastas con filler tienen valores comprendidos entre 70-100%, 80-120 %, 90-130 % y 100-105 % de la resistencia de los patrones, a las edades de 1, 3, 7-28 y 90-180 días, respectivamente (ver Figura 4.11.b). Un comportamiento similar se obtuvo en los ensayos de resistencia a flexo-tracción.

El comportamiento general observado coincide con los resultados obtenidos previamente por otros autores (Brobowksi, 1977; Northwood, 1987). Estos estudios también comprendieron la evaluación de la porosidad y la absorción, y los mismos concluyen que los cementos con filler presentan una mayor porosidad capilar y una menor absorción de agua y de tetracloruro de carbono. Estos resultados indican que la adición de filler modifica la distribución y tamaño de los poros, su tortuosidad y/o conectividad, que podrá determinar un comportamiento diferencial frente a problemas de durabilidad. Además, la relación entre la resistencia y la relación gel/espacio de las series de pasta con y sin filler no mostró diferencias, debido a que las pastas con filler presentan un mayor grado de hidratación y una mayor porosidad capilar, efectos que de alguna manera se compensan.

#### 4.2.4.- Mecanismos de Transporte en la Pasta Hidratada de Cemento y Efecto de las Partículas de Agregado

El hormigón es un material durable, cuando es adecuadamente diseñado para el medio de exposición en el cual estará emplazado. Sin embargo, puede resultar vulnerable al ataque de ciertas sustancias. En la mayoría de las causas de deterioro, las sustancias agresivas (iones y moléculas) o el agua deben ser trasladadas hasta donde se encuentra el producto reactivo para poder combinarse, es decir que si no hay transporte no hay ataque. La presencia de agua en estado líquido o gaseoso es condición previa para que las reacciones tengan lugar a una velocidad con cierta repercusión práctica sobre la durabilidad. El agua es indispensable para varios ataques físicos, y un vehículo para el transporte de iones agresivos en los procesos químicos de degradación del hormigón y el acero. Para varios tipos de ataques, como los agregados presentan una muy baja permeabilidad, el ingreso de agentes agresivos se realiza por la pasta (estructura de poros), y/o por la interfaz pasta-agregado. Los mecanismos principales de transporte de masa en el hormigón son la permeabilidad, la capilaridad y la difusión. Un cuarto mecanismo es la electromigración, donde los iones se movilizan debido a un potencial eléctrico durante el desarrollo de la corrosión del acero. La preponderancia de uno u otro mecanismo dependerá del tipo de sustancia agresiva, de las condiciones de exposición y del grado de saturación de los poros del hormigón. En general, los parámetros que definen cada mecanismo de transporte están interrelacionados.

El primero de estos mecanismos comprende la existencia de un gradiente de presión, que puede ser causado por una diferencia de la presión hidrostática, por el efecto de tensiones capilares u otras situaciones equivalentes. La permeabilidad del hormigón es una medida de la facilidad de los fluidos, gases y vapores de ingresar y moverse en el interior del material y es un buen indicador de la calidad del hormigón. Si la porosidad es alta y los poros están interconectados, la permeabilidad también será alta, en cambio si los poros son discontinuos, la permeabilidad del hormigón resultará baja, aunque la porosidad sea elevada (Kearsley, 2001). Los agregados tienen dos influencias opuestas sobre la permeabilidad, la obstrucción que provoca en los capilares que puede reducir la permeabilidad, y el efecto de las interfaces y las propiedades del agregado que pueden llegar a incrementarla.

La capilaridad es uno de los mecanismos de transporte que tienen una importancia significativa, siendo para los líquidos el mecanismo de ingreso más rápido, y la determinación de la capacidad de succión capilar del hormigón resulta ser uno de los métodos confiables, para caracterizar la estructura de poros de modo comparativo. Entonces, la capacidad y la velocidad de succión del hormigón, y especialmente del hormigón de recubrimiento, es un parámetro asociado con la durabilidad de las estructuras de hormigón.

El proceso de difusión es debido a un gradiente de concentraciones, y el transporte se realiza de la zona de mayor concentración a la de menor concentración, y el parámetro que cuantifica este mecanismo se denomina *difusividad*. A los fines de reducir el transporte de masa y asegurar la durabilidad de las estructuras, disminuyendo la permeabilidad y la difusividad, se debe lograr que los capilares pierdan su continuidad, y que estos mecanismos de transporte se realicen por los poros del gel. Entonces, el cambio en el comportamiento de estos mecanismos (permeabilidad o difusión) no es gradual sino abrupto, a partir de una determinada relación entre la relación  $a/c$  y el grado de hidratación (Fernández Luco, 2001).

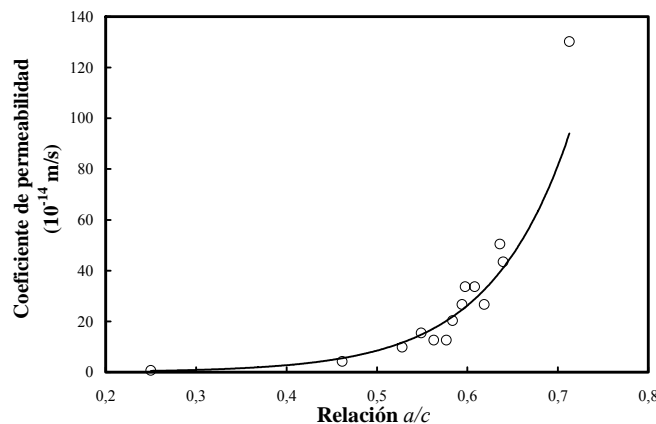
Existe una relación exponencial entre la permeabilidad y la porosidad capilar (Mehta, 1993) como se muestra en la Figura 4.12. A su vez, la porosidad está afectada por la relación  $a/c$  y el grado de hidratación; y se debe tener en cuenta que para relaciones  $a/c$  mayores de 0,40-0,45, la permeabilidad

comienza a crecer sensiblemente (ver Figura 4.12). Por este motivo los Reglamentos establecen por cuestiones de durabilidad relaciones  $a/c$  menores de 0,40-0,45. Estudios experimentales muestran por medio de una ecuación, la vinculación entre el coeficiente de permeabilidad ( $W_a$ ,  $\times 10^{-4} \text{cm}^3/\text{cm}^2 \cdot \text{s}$ ), el contenido de agua de mezclado ( $a$ ) y la relación  $a/c$  (en %) (Tanahashi, 1987).

$$W_a = 0.016 * (a/c - 45)^{1.7} - 59.4 / (a - 206) + 1 \quad (4.3)$$

Resumiendo, la capacidad de transporte disminuye cuando se reduce la porosidad, el tamaño de los poros, y la conectividad y aumenta la tortuosidad de los capilares. La reducción de la relación  $a/c$ , la incorporación de adiciones minerales activas, interfaces tortuosas debidas a la forma y textura del agregado, la compactación y el curado adecuados, disminuyen la capacidad de transporte de iones y moléculas agresivos (en fase líquida o gaseosa), mejorando la durabilidad del hormigón y del acero de refuerzo. Otro aspecto de la durabilidad de la pasta de cemento a tener en cuenta, es su resistencia química, que se relaciona con la naturaleza alcalina de sus dos principales componentes,  $CSH$  y  $CH$ , siendo este último el más alcalino. Ante un agresivo ácido, cuanto mayor sea la acidez, concentración, cantidad y renovación, mayor será el ataque. El producto de la reacción es una sal cálcica, generalmente soluble en agua, que puede ser eliminada por lixiviación y/o lavado por circulación de agua. Este proceso incrementa la porosidad de la pasta, que debilita mecánica y químicamente al conglomerante (Calleja, 2005). Otro proceso de deterioro es el ataque de sulfatos, que presenta varios tipos de reacciones dependiendo si los mismos provienen o no del medio exterior, de la concentración de iones sulfato, de la composición del cemento, etc., es un mecanismo que lleva a la disminución de la durabilidad, por los procesos expansivos que ocasionan la fisuración, la formación de productos lixibibles, el ablandamiento de la pasta y destrucción por cristalización de sales. La reducción de los mecanismos de transporte, es uno de los factores más importantes para elaborar un hormigón resistente a las agresiones químicas externas (Irassar, 2001). La fisuración de cualquier origen ayuda al ingreso de agresivos y aumentan los riesgos de corrosión de las armaduras.

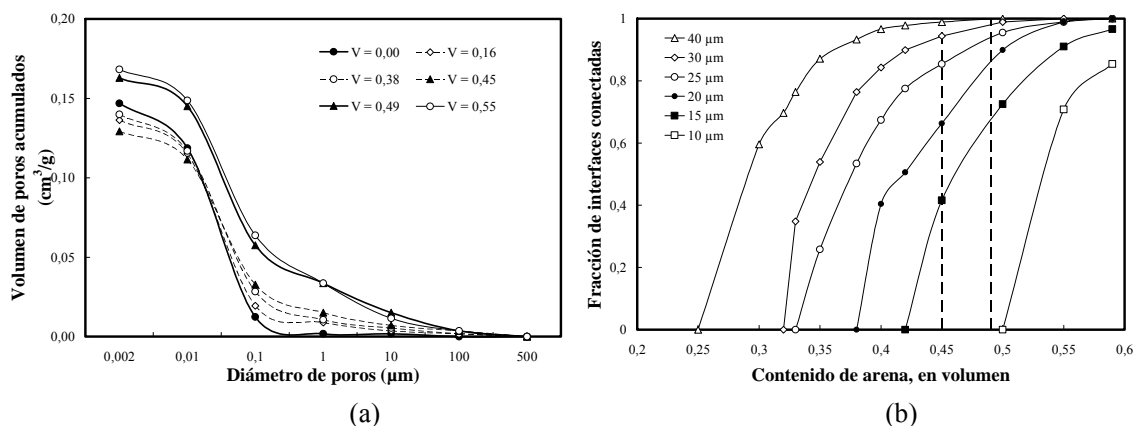
Si a la pasta se le incorporan partículas de agregado, y el volumen de ellas es bajo, los mecanismos de transporte de materia siguen dominados por las características de la pasta. Sin embargo, si existe un volumen suficiente de agregados, los mecanismos de transportes se ven favorecidos por el *efecto puente*, que se produce entre partículas cuando las mismas se tocan o si las interfaces de ellos se solapan.



**Figura 4.12:** Coeficiente de permeabilidad en función de la relación  $a/c$  (Powers, 1958 y 1954).

Experiencias realizadas sobre morteros con relación  $a/c = 0,40$  y con diferentes concentraciones de agregados, en volumen, han mostrado que la porosidad determinada por el método de intrusión de mercurio indica una diferencia drástica cuando se pasa del 45 al 49 % de agregados. En el primero de los casos, los cambios del contenido de arena se manifiestan en el incremento de los poros mayores de  $0,10 \mu\text{m}$ ; en cambio, para incrementos de arena por encima del 45 % se incrementa desproporcionadamente el volumen de poros de  $0,10$  a  $10 \mu\text{m}$  debido a la conectividad que se produce entre los poros de la zona de las interfases (ver Figura 4.13.a). Posteriormente, se empleó un modelo computacional (Hard core-soft shell) que establece el grado de conectividad igual a 1, cuando todas las interfaces se encuentran en contacto, e igual a 0, antes del comienzo de la precolación. El modelo se aplicó considerando morteros con relación  $a/c = 0,40$ , con diferentes espesores de la zona interfacial comprendidos entre  $10$  y  $50 \mu\text{m}$ . La comparación entre los resultados obtenidos por el método de intrusión de mercurio y el modelo computacional, indica que para los morteros estudiados, el espesor de la interfaz está comprendida entre  $15$  y  $20 \mu\text{m}$ , valores menores a los habitualmente medidos por el microscopio electrónico de barrido (Snyder, 1993).

Esta conclusión se basa en el análisis de la Figura 4.13.b, donde para un espesor de  $10 \mu\text{m}$  recién a partir de un contenido mayor de 49 % de agregado fino, comienza la conectividad de las interfaces, y para los restantes espesores la precolación es casi total. Además, para un 45 % de agregados, el valor de la fracción conectada es cercano a 1, cuando el espesor resulta igual o mayor de  $25 \mu\text{m}$ . Es decir, que solo para los espesores comprendidos entre  $15$  y  $20 \mu\text{m}$  el incremento del 45 al 49 % de agregados modifica notablemente la conectividad de las interfaces. Este modelo aplicado a hormigones, indica que la granulometría de los agregados puede afectar el contenido de agregados requerido para la percolación (Snyder, 1993).

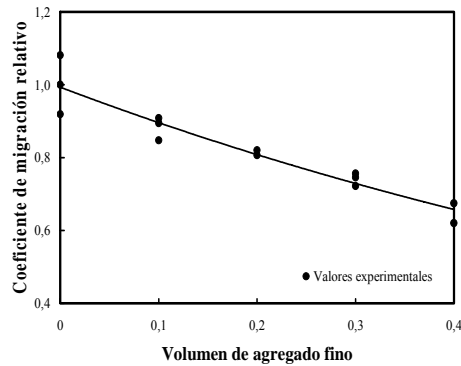


**Figura 4.13:** Porosidad por intrusión de mercurio en morteros con diferentes contenidos de arena (a); Resultados del modelo computacional usado para determinar la precolación por la zona interfacial en morteros con distintos contenidos de arena y espesores de la interfaz (b) (adaptado de Snyder, 1993).

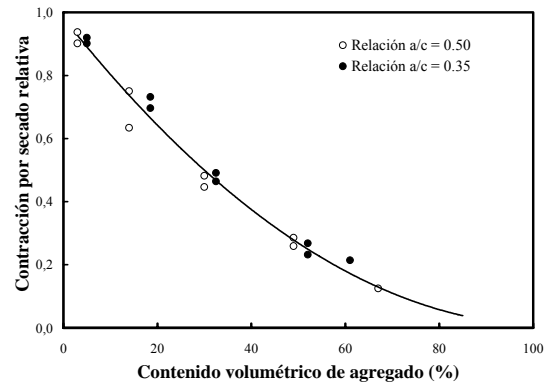
Otras experiencias muestran el efecto de la adición a la pasta de diferentes contenidos de agregado fino, sobre la migración de cloruros, utilizando la técnica electroquímica de migración acelerada. En la Figura 4.14 se indica la variación del coeficiente de migración relativo de cloruros del mortero, debido a la aplicación de un voltaje, conforme se incrementa el contenido de arena hasta un valor del 40 %. Como conclusión de este trabajo, se establece que el coeficiente de migración de cloruros del mortero está influenciado por los coeficientes de migración de la pasta y de la interfaz, y de los volúmenes de arena y de interfaces. Además, se demostró que los efectos de tortuosidad y de interfaz, debidos a la presencia de las partículas de agregado, son de similar magnitud, pero de efectos opuestos. Entonces, el coeficiente de migración de cloruros está más influenciado por el efecto de



dilución de la pasta, que por los efectos de tortuosidad y de interfaz, en morteros con hasta un 40 % de agregados. Por medio de estas experiencias se obtuvo que el coeficiente de migración de la interfaz es de 2,83, 1,76 y 1,55 veces el coeficiente de migración de la pasta, para espesores de interfaz de 20, 40 y 50  $\mu\text{m}$ , respectivamente (Yang, 2002). Al cambiar la forma y textura de las partículas de arena se modifica el contenido de pasta, es decir, incide principalmente sobre el efecto de dilución y en consecuencia, sobre el coeficiente de migración.



**Figura 4.14:** Efecto del contenido de agregado sobre el coeficiente de migración de cloruros (adaptado de Yang, 2002).



**Figura 4.15:** Relación de la contracción por secado del hormigón respecto a la contracción de la pasta, en función del contenido de agregados (adaptado de Pickett, 1956).

### 4.3.- El Rol de los Agregados en el Hormigón

El requerimiento esencial para un agregado es que debe permanecer estable en el hormigón y en el ambiente particular al que se expondrá, durante la vida útil de la estructura. Las características de los agregados no deben afectar adversamente las prestaciones o el costo del hormigón, en sus estados fresco y endurecido. Los agregados ocupan aproximadamente el 75 % del volumen del hormigón, de esta manera tienen una influencia importante en las propiedades de este material. Sin la presencia de los agregados, la pasta de cemento sería un material caro, siendo el costo del cemento del orden del 60 % del costo total de los materiales, pero también con fuertes inconvenientes de orden técnico, ya que la pasta es inestable volumétricamente, genera calor de hidratación, y es propensa a los ataques químicos.

La contracción del hormigón endurecido se debe a la pérdida de agua por evaporación (contracción por secado), el consumo interno por los procesos de hidratación (contracción autógena) o por efecto de la carbonatación (contracción por carbonatación). En la Figura 4.15 se observa la contracción relativa por secado de un hormigón, en función del contenido de agregados. El incremento del contenido de agregados del 71 al 74 % reduce la contracción por secado en aproximadamente un 20 % (Neville, 1998).

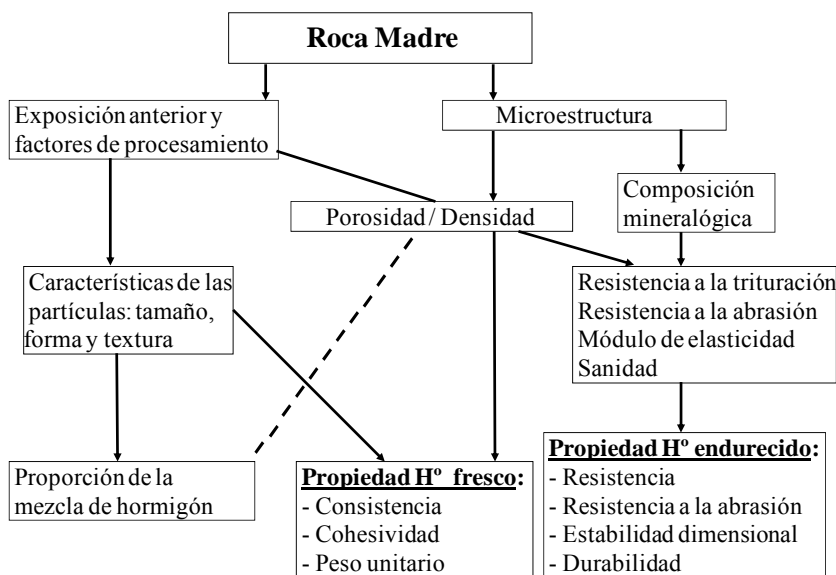
Los agregados utilizados en la elaboración de hormigón pueden clasificarse de varios modos, teniendo en cuenta su tamaño, densidad, petrografía, reactividad, si son natural o artificialmente procesados. Ellos deben cumplir especificaciones respecto a dureza, resistencia, limpieza, durabilidad, etc. Durante varias décadas, en base a una sobre-simplificación de la Ley de Abrams, que enfatiza la relación  $a/c$  y que el agregado cumple exclusivamente un rol de filler e inerte, las investigaciones acerca de la influencia de las propiedades físicas y elásticas de los agregados sobre la resistencia a compresión del hormigón fue efectivamente bloqueada (Alexander, 1998). Sin embargo, las propiedades de los agregados no solo afectan las propiedades mecánicas del hormigón, sino también, y en forma muy

desfavorable, su durabilidad. Se debe tener en cuenta que las propiedades físicas y químicas de las rocas dependen, entre otros parámetros, de las propiedades físicas y químicas de los minerales constituyentes, y que el tema presenta cierta complejidad, por el hecho que han sido reconocidas unas 3000 especies minerales. Las características de los agregados que influyen en las propiedades del hormigón derivan de su microestructura, de sus condiciones previas de exposición y de los factores de procesamiento. Estas interrelaciones se resumen en el esquema de la Figura 4.16.

Las propiedades de los agregados se pueden dividir, de acuerdo con la microestructura que presentan y los factores del proceso de formación y/o manufacturación del siguiente modo (Mehta, 1993):

- Características que dependen de la porosidad: densidad, absorción, resistencia, dureza, módulo de elasticidad, y sanidad.
- Características que dependen de la exposición y del procesamiento: tamaño de las partículas, forma y textura superficial.
- Características que dependen de la composición química y mineralógica: resistencia, dureza, módulo de elasticidad y presencia de sustancias deletéreas.

La resistencia del hormigón depende del tipo de agregado, pero su influencia sobre el módulo de elasticidad es mucho más pronunciada. El modo en que el módulo de elasticidad del agregado grueso influye sobre el módulo de elasticidad del hormigón, se observa en la Figura 4.17. Estudios en ese sentido muestran que los módulos de elasticidad tangente inicial y secante del hormigón guardan una estrecha vinculación con el de la roca (Kawakami, 1993).



**Figura 4.16:** Esquema de la influencia de la microestructura, exposición anterior y factores de procesamiento de los agregados sobre las propiedades del hormigón (adaptado de Mehta, 1993).

Por otra parte, existen diferentes fórmulas que relacionan el módulo de elasticidad del hormigón,  $E_c$ , con la resistencia a compresión a una determinada edad, donde interviene el tipo de agregado. La Ecuación 4.4 está basada en la BS 8110, y en la Tabla 4.5 se indican los correspondientes coeficientes,

que muestran el amplio rango de variación en el comportamiento elástico, debido a la influencia que ejerce el tipo de agregado (Alexander, 1996):

$$E_c = K_o + \alpha f_{cu} \tag{4.4}$$

donde:  $f_{cu}$  es la resistencia cúbica a compresión,  $K_o$  es un factor relacionado con la rigidez del agregado y  $\alpha$  es un factor de resistencia. En esta ecuación, la resistencia está dada en MPa y el módulo de elasticidad en GPa.

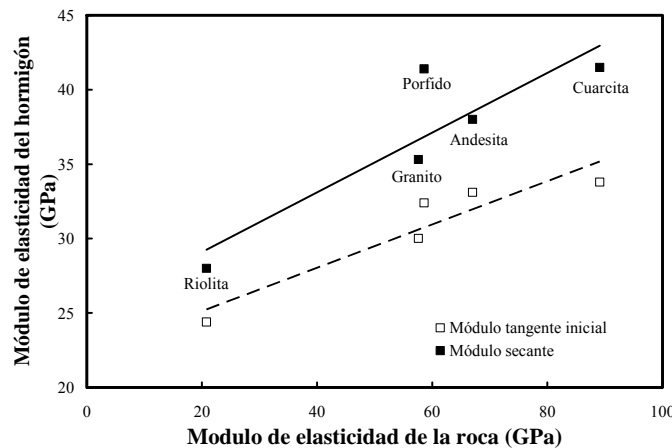
A su vez el Model Code 2010 establece una relación entre la resistencia ( $f'_c$ ) y el módulo de elasticidad del hormigón (ver Ecuación 4.5), teniendo en cuenta la influencia del tipo de agregado en base a la inclusión del coeficiente  $\alpha_E$  (Model Code, 2010). Los valores de este coeficiente se indican en la Tabla 4.5.

$$E_c = \alpha_E 21500 [(f'_c + 8)/10]^{1/3} \tag{4.5}$$

**Tabla 4.5:** Valores de los coeficientes para estimar el módulo de elasticidad (Alexander, 1996).

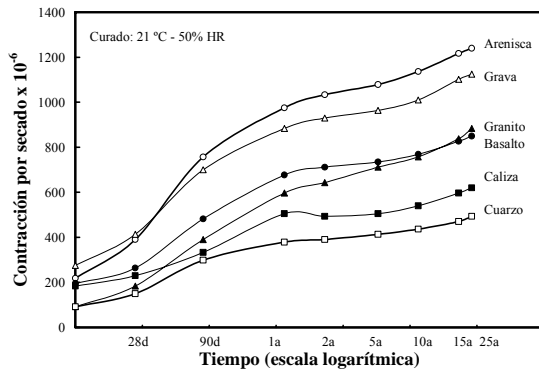
Normativa	BS 8110 (*)				Model Code 2010	
	Valores para 3 a 28 días		Valores para 6 meses		Tipo de agregado	Coeficiente
	$K_o$	$\alpha$	$K_o$	$\alpha$		
Andesita	24-29	0,20-0,35	34-35	0,20-0,25	Basalto	1,20
Dolomía	24-25	0,45	41-53	0,10-0,25	Calcáreo	0,90
Granito	15-21	0,20-0,30	25-34	0,10	Cuarcita	1,00
Cuarcita	14-23	0,20-0,40	28-35	0,10-0,20	Arenisca	0,70

(\*) en la mayoría de las mezclas se incluyen arenas trituradas de la misma mineralogía que el agregado grueso.

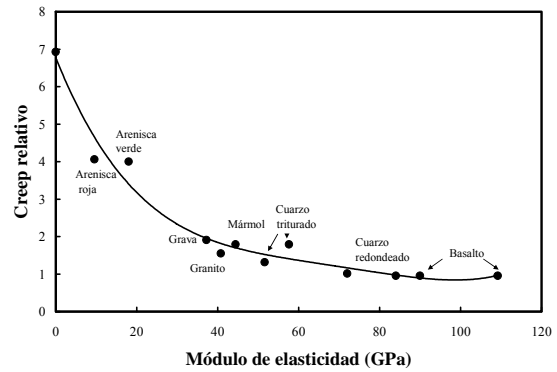


**Figura 4.17:** Módulo de elasticidad de las rocas y su relación con el del hormigón que las contiene, como agregado grueso (adaptado de Kawakami, 1993).

Si bien el agregado actúa como una fase restrictiva de la contracción por secado del hormigón, el módulo de elasticidad del agregado influye decididamente sobre este comportamiento. Para una misma dosificación, hormigones elaborados con agregados de peso normal de diferentes mineralogías, muestran significativas diferencias en las curvas de contracción (ver Figura 4.18), y también en las curvas de creep. En la Figura 4.19 se muestra que el creep del hormigón elaborado con agregados de bajo módulo de elasticidad, puede ser del orden de cuatro veces mayor que hormigones con agregados más rígidos, y a partir de valores del módulo de elasticidad del agregado superiores a 70 GPa, no se observan cambios en los valores del creep.

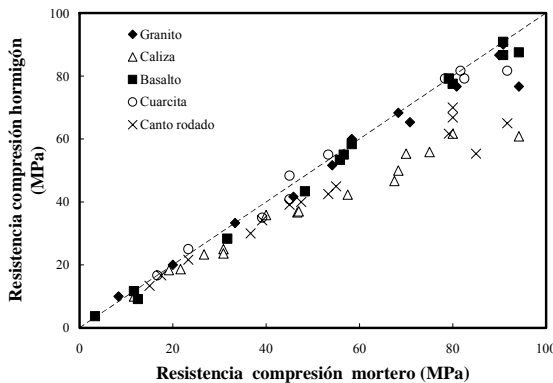


**Figura 4.18:** Contracción de hormigones con diferentes agregados (Troxell, 1958).

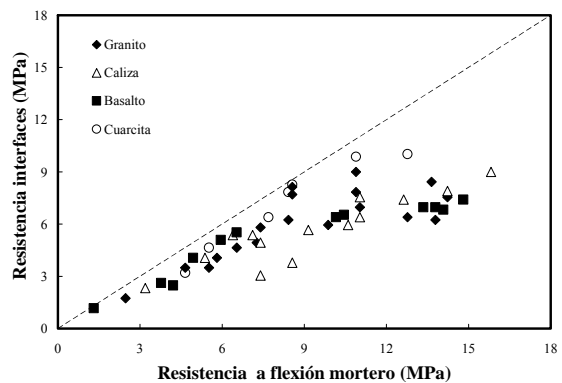


**Figura 4.19:** Efecto del módulo de elasticidad del agregado sobre el creep relativo del hormigón (igual a 1 para agregados con  $E = 69$  GPa) (Neville, 1998).

Experiencias realizadas con agregados gruesos de tamaño máximo menor de 25 mm, con diferentes orígenes mineralógicos, muestran como esta característica modifica la relación entre las resistencias de la fase mortero y del material compuesto, hormigón. En la Figura 4.20.a se muestra la relación entre las resistencias a compresión de hormigones y sus correspondientes morteros, y en la Figura 4.20.b, la relación entre las resistencias a flexión del mortero y de la interfaz. En los hormigones de mayor resistencia se observa que el tipo de agregado grueso (resistencia, presencia de planos de clivaje, etc.) ejerce una significativa influencia. Los agregados gruesos basálticos, cuarcíticos y graníticos tienen un comportamiento que se ubica en la bisectriz. La textura superficial de estos agregados favorece la adherencia mecánica. En cambio, los calcáreos y cantos rodados síliceos se apartan de la bisectriz a partir de los 40 MPa. En el primer caso se debe a la resistencia de la roca (42-70 MPa) y en el segundo caso, a la textura lisa que favorece la propagación de las fisuras por las zonas de las interfaces. El apartamiento de la bisectriz de los valores del agregado granítico a partir de los 80 MPa se asocia a la presencia de mica, con planos de debilidad, dado que la resistencia de la roca fue de 105-115 MPa. La influencia cuando se analiza la resistencia a flexo-tracción es más significativa para los casos de menor adherencia (Giaccio, 1991).



(a)



(b)

**Figura 4.20:** Variación de las resistencias a compresión del hormigón respecto a la resistencia del mortero (a). Variación de las resistencias de las interfaces respecto a la resistencia del mortero (b). (adaptado de Giaccio, 1991).

### 4.3.1.- Propiedades de los Agregados

La fase “*agregado*” no debe considerarse como un simple relleno usado para diluir la pasta de cemento y de este modo se puede obtener un material más económico, sino que sea la principal responsable del peso unitario, del módulo de elasticidad y de la estabilidad dimensional del hormigón. Estas propiedades dependen, en gran parte, de la densidad y resistencia de los agregados, las cuales están determinadas más por las características físicas, que por las características químicas del agregado. Es decir, la composición química y mineralógica de la fase sólida de los agregados es usualmente menos importante que sus características físicas (volumen, tamaño y distribución de poros).

Además, se debe tener en cuenta que para muchos ambientes de exposición, la durabilidad es una propiedad importante del hormigón, y en varios aspectos, las propiedades del agregado tienen influencia sobre ella. A modo de resumen, en la Tabla 4.6 se transcribe del ACI 621 (año 1961) las propiedades del hormigón que son influenciadas por las propiedades de los agregados. Más recientemente (año 2001), el ACI 221 amplía el número de propiedades, indica las normas correspondientes para su evaluación y los valores típicos o límites de cada ensayo. Para la selección y uso de los agregados, las evaluaciones en laboratorio serán directas o indirectas, aunque los registros bien documentados de obras realizadas con los mismos agregados, en estructuras similares expuestas a iguales condiciones, resultan ser una importante guía para decidir el empleo de los agregados, criterio adoptado en las últimas revisiones realizadas por IRAM. A continuación se desarrollan las principales propiedades de los agregados.

**Tabla 4.6:** Propiedades del hormigón influenciadas por las características de los agregados (ACI 621-61).

Propiedades del hormigón	Propiedades relevantes del agregado
Durabilidad: - <i>Resistencia a la congelación y deshielo</i>  - <i>Resistencia al humedecimiento y secado</i>  - <i>Resistencia al calentamiento y enfriamiento</i>  - <i>Resistencia a la abrasión</i>  - <i>Reacción álcali-sílice</i>	Sanidad - Porosidad - Estructura de poros - Permeabilidad - Grado de saturación - Tensión de tracción - Textura y estructura - Presencia de arcilla  Estructura de poros - Módulo de elasticidad  Coeficiente de expansión térmica  Dureza  Presencia de minerales silíceos particulares
Resistencia	Resistencia -Textura superficial – Limpieza - Forma de la partícula - Tamaño máximo
Contracción	Módulo de elasticidad - Forma de la partícula - Granulometría - Limpieza - Tamaño máximo - Presencia de arcilla
Coeficiente de expansión térmica	Coeficiente de expansión térmica - Módulo de elasticidad
Conductividad térmica	Conductividad térmica
Calor específico	Calor específico
Peso unitario	Densidad - Forma de la partícula – Granulometría - Tamaño máximo
Módulo de elasticidad	Módulo de elasticidad - Relación de Poisson
Economía	Forma de la partícula – Granulometría - Tamaño máximo – Magnitud del procesamiento requerido - Disponibilidad

**Porosidad:** La porosidad, permeabilidad y absorción son propiedades del agregado que influyen en la adherencia con la pasta, la resistencia a la congelación y deshielo, la estabilidad química, la resistencia a la abrasión y la densidad específica del hormigón.

Los poros de las rocas están presentes desde el momento de su formación y pueden posteriormente modificarse por acción de varios procesos. La naturaleza de la superficie de las paredes de los poros tiene un significativo efecto sobre las características de los mismos. Las paredes pueden ser superficies de cristales, planos de clivaje o superficies fracturadas de minerales, y el predominio de una de ellas establecerá las propiedades superficiales. La actividad superficial es una función de las cargas eléctricas superficiales, y de ellas, dependerán los fenómenos de absorción de agua, absorción e hidratación de cationes, etc. que intervienen en los procesos de deterioro de las rocas. Otros procesos de degradación que afectan a los agregados, donde el agua interviene, están asociados con el tipo de poros, y se pueden clasificar en cuatro grupos, de acuerdo con su menor dimensión.

Los poros más pequeños ( $< 1\mu\text{m}$ ) se denominan *poros de fuerza* (force pores) que ocupan los espacios que contienen agua adsorbida y solamente pueden llenarse bajo condiciones de alta humedad. Los *micro-poros capilares* contienen agua adsorbida y agua capilar, y se saturan completamente por succión capilar ( $1-5\mu\text{m}$ ). Los *macro-poros capilares*, son poros parcialmente saturados porque existe aire atrapado ( $5\mu\text{m}-1\text{mm}$ ), y por último, los *poros grandes* ( $> 1\text{mm}$ ) que contienen agua normalmente, son rápidamente saturados y drenados, dado que se encuentran interconectados (Hudec, 1987). Finalmente, se debe puntualizar que los poros más pequeños de la roca son mayores que los poros de gel de la pasta de cemento.

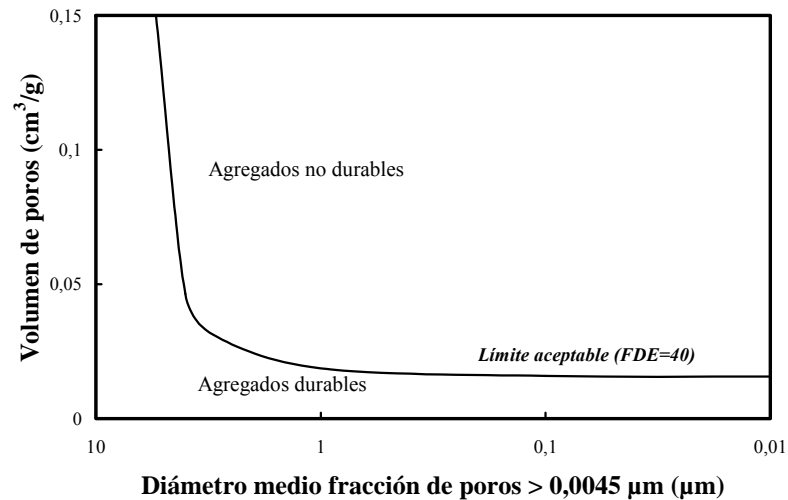
Los agregados pueden ser susceptibles a daños por congelación y deshielo, de acuerdo con la estructura de poros, absorción y permeabilidad que presenten. Los daños se deben a la expansión del agua al congelarse y/o a la presión hidráulica en los poros inducida por la formación de hielo. También, el agua expulsada de los agregados durante la congelación, puede afectar a la pasta por un incremento en la presión hidráulica en los capilares. Entonces, estos mecanismos permiten clasificar a los agregados, respecto a su comportamiento frente a la congelación y deshielo, en tres categorías:

- agregados con pequeños volúmenes de poros ( $< 0,5\%$ ) en los cuales la expansión producen tensiones que no alcanzan a fisurar al material.
- Agregados en los cuales la presión hidráulica generada puede causar fisuras. Estos agregados tienen una suficiente baja permeabilidad y una trayectoria de flujo suficientemente larga como para generar altas presiones.
- Agregados con alta permeabilidad que evita la generación de presión hidráulica deletérea (Alexander, 2005).

De este modo, los poros muy pequeños o muy grandes no causan problemas por congelación, resultando importante para este ataque el rango de poros comprendido entre  $0,004-0,04\mu\text{m}$  y  $0,1\mu\text{m}$ . En base a datos experimentales se ha propuesto el *factor de durabilidad esperada (FDE)*, que se indica en la Ecuación 4.6, en función del volumen de poros mayores de  $0,0045\mu\text{m}$  ( $V_p$ ) y del diámetro medio de la fracción de poros mayores de  $0,0045\mu\text{m}$  ( $D_m$ ).

$$FDE = A/V_p + B \cdot D_m + C \quad (4.6)$$

donde:  $A$ ,  $B$  y  $C$  son constantes. Las experiencias desarrolladas han permitido proponer como valor límite para el  $FDE$  40. En base a este valor límite, en la Figura 4.21 se muestran dos zonas donde el agregado se considera durable o no durable (Kaneuji, 1980).



**Figura 4.21:** Criterio de durabilidad para agregados frente a congelación y deshielo (Kaneuji, 1980).

Generalmente, cuando se trata de hormigones con agregados normales de baja absorción, se supone que la permeabilidad del hormigón está fuertemente vinculada a la porosidad de la pasta y de las interfaces. Aunque Powers publicó un trabajo sobre la permeabilidad de la pasta de cemento, y en él incluyó valores de permeabilidad de rocas sanas, y se los compara con valores correspondientes a pastas de determinadas relaciones  $a/c$ , (Powers, 1954). Estos valores comprenden un rango de 0,38 a 0,71, para rocas tales como mármol, caliza, granito, etc., que indican alta permeabilidad de las rocas, aunque no se indican los valores de absorción de agua o del ensayo de inmersión en sulfatos que podrían aportar un mayor conocimiento de las rocas. Estos valores han sido reproducidos por mucha bibliografía, sin establecer el efecto de la pasta endurecida sobre la permeabilidad de la roca. De un modo similar al criterio que se toma para evaluar el comportamiento de la roca por el ensayo de congelación y deshielo, donde el resultado del ensayo aplicado a la roca aislada es menos importante que el obtenido en el hormigón elaborado con esa roca, estos valores de permeabilidad de las rocas deberían tomarse entonces, para las condiciones en que fueron realizados los ensayos.

En ese sentido, algunas experiencias muestran que para agregados gruesos calizos y graníticos, con valores de absorción menor a 0,30 %, el tipo de agregado no influye en el coeficiente de permeabilidad al oxígeno del hormigón (Pacheco Torgal, 2006). En cambio, se encontraron diferencias, utilizando el ensayo ASTM C 1202 que clasifica a la permeabilidad del hormigón en base a la penetración de iones cloruros, cuando la absorción del agregado grueso pasa de 1,0 a 4,5 %, en mezclas con relaciones  $a/c$  de 0,45-0,50. Para valores menores de 0,45, la diferencia de utilizar agregados de mayor permeabilidad es atenuada por la mayor densidad de la pasta; y para relaciones  $a/c$  mayores de 0,60, la porosidad de la pasta anula el efecto que la del agregado puede causar sobre la permeabilidad del hormigón (Martínez- Sánchez, 2003). Finalmente, otras experiencias muestran que la porosidad del hormigón es, en general, mayor que la del agregado utilizado en la mezcla, y además, es menor que la porosidad de la pasta con igual relación  $a/c$ , y condiciones de curado que el hormigón (Kayyali, 1987).

**Otras propiedades significativas:** Generalmente, el agregado es más resistente que las restantes dos fases, no teniendo influencia directa, entonces, sobre la resistencia final del material, salvo en el caso de agregados débiles y de alta porosidad. La forma y el tamaño del agregado grueso influyen en forma indirecta, ya que, por ejemplo, partículas planas retienen el agua de exudación que debilita la interfaz. Para hormigones de altas prestaciones ( $> 50$  MPa) y, en especial, para los de muy alta resistencia ( $>80$  MPa), se ha demostrado que la pasta y la zona de transición no limitan la resistencia; y en cambio, la

mineralogía y la resistencia del agregado grueso, son las que controlan la resistencia última del hormigón (Aitcin, 1990).

**Resistencia a compresión, a trituración y abrasión, y módulo de elasticidad:** estas propiedades de los agregados se encuentran interrelacionadas por su directa dependencia de la porosidad. La resistencia a compresión mínima de las rocas especificada por la DVBA, es de 80 MPa para pavimentos de hormigón y de 60 MPa para los agregados gruesos a utilizarse en hormigones, en general.

El ensayo a compresión y el de tenacidad, se efectúan sobre probetas de roca, lo que significa que los resultados estarán afectados por las fallas que las probetas contengan. La trituración del material se efectúa a expensas de las fisuras y superficies de menor resistencia que atraviesan la roca, de este modo, cuando el material pétreo será usado triturado no tiene sentido especificar limitaciones al valor de compresión (Monteverde, 1964).

Para los agregados normales (basalto, granito, cuarcita, etc.) los valores de resistencias a la trituración y módulo de elasticidad están comprendidos dentro de los siguientes rangos: 210-310 MPa y 70-90 GPa, respectivamente. En el caso de rocas con mayor porosidad, estas propiedades cambian significativamente. La resistencia y elasticidad de los agregados depende de su composición, textura y estructura, y esto lleva a que la baja resistencia pueda estar relacionada con la debilidad de los granos que lo constituyen, o en el caso que los granos sean resistentes, los mismos no se encuentren firmemente unidos.

No existen ensayos normalizados para medir directamente la resistencia de los agregados, sin embargo se ha normalizado el ensayo del *valor de trituración*. Este ensayo, especificado por la British Standard, sirve de guía para agregados cuyo desempeño es desconocido, y es un modo indirecto de obtener información sobre la resistencia del agregado (Hanna, 2003). Se emplea una fracción comprendida entre 10-14 mm, que se compactan en un molde, y se las somete a una carga de compresión 22,1 MPa. Luego la muestra se tamiza sobre el tamiz de 2,36 mm y el porcentaje de material que pasa este tamiz se denomina *valor de trituración*.

En el UK este ensayo se utiliza como alternativo al ensayo de desgaste Los Ángeles. Si bien no existe una relación directa entre este valor y la resistencia a compresión del agregado, para un mayor valor de trituración la resistencia a compresión es menor. Para valores de trituración mayores de 35-30 %, el ensayo resulta ser insensible a la resistencia, por este motivo la Norma BS 812 incluye un *ensayo de valor de finura* del 10 % donde se determina el valor de la carga que se requiere para producir el 10 % de material que pasa el tamiz 2,36 mm (Neville, 1988). La Norma BS 882 establece los requisitos mecánicos de valor de finura y alternativamente, el valor de trituración (ver Tabla 4.7).

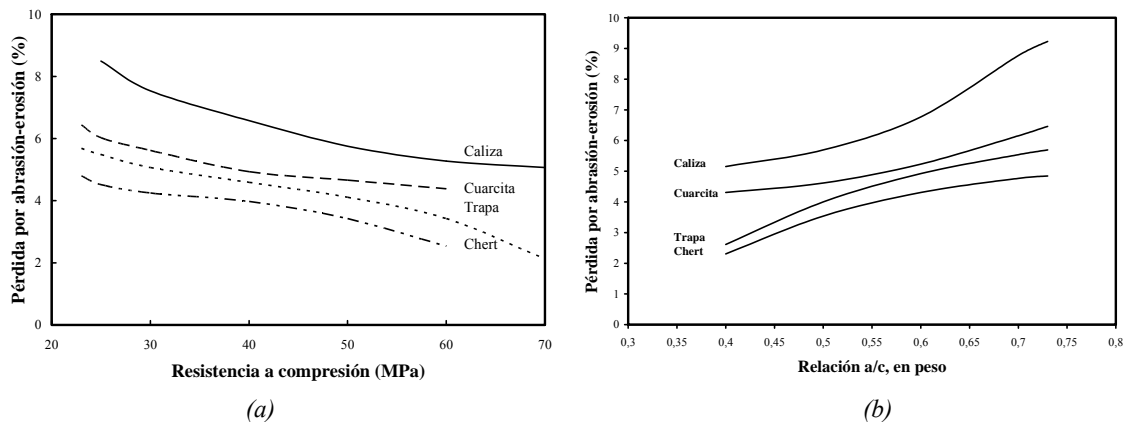
**Tabla 4.7:** Valores límites de las propiedades mecánicas de los agregados para hormigones (BS 882).

Tipo de hormigón	Valor mínimo para el 10% de finos (ton)	Alternativamente, máximo valor de trituración (%)
Pisos para uso pesado	15	25
Superficies de pavimento de hormigón	10	30
Otros hormigones	5	45

Considerando a las rocas dentro del grupo de materiales cerámicos en su más amplia acepción (sólidos inorgánicos, no metálicos), se puede establecer que su rotura se produce por tracción. De



acuerdo con la fractomecánica, el factor de intensidad de tensiones,  $K_I$ , depende de la geometría del sistema al que se le aplica el esfuerzo, la semilongitud de fisura y de la tensión aplicada. A medida que la fisura crece, el valor de  $K_I$  aumenta. Cuando la fisura alcanza el valor crítico, el  $K_I$  se denomina *tenacidad de fractura* o *factor de intensidad de tensiones crítico*,  $K_{Ic}$ , que es una propiedad intrínseca del material y representa la resistencia que opone la estructura a la propagación de las fisuras (Mari, 1998; Mehta, 1983). La tenacidad de fractura se relaciona con el tamaño de grano del material, de acuerdo con la relación de Hall-Petch, de modo que a menor tamaño de grano, la resistencia será mayor (Armstrong, 2001).



**Figura 4.22:** Influencia de la naturaleza del agregado (a) y de la relación a/c sobre la resistencia a la abrasión del hormigón. (adaptado de Kosmatka, 2004, y Metha, 2006, respectivamente)

Por otra parte, la resistencia a la abrasión es una propiedad del hormigón para la cual es fundamental obtener una pasta de cemento de alta calidad, muy bien curada; sin embargo, no se pueden obtener pavimentos u otro tipo de superficies resistentes a la abrasión cuando se utilizan agregados blandos. En la Figura 4.22 se muestran resultados experimentales que vinculan la pérdida por abrasión en el hormigón en función de la resistencia del agregado (Kosmatka, 2004), y también, para los mismos agregados, la influencia de la relación  $a/c$  sobre el desgaste (Metha, 2006). De acuerdo con esta última relación, el ACI 201 recomienda para obtener una superficie de hormigón resistente a la abrasión, la resistencia a compresión del hormigón, debe ser superior a 28 MPa (Metha, 2006).

**Sanidad:** esta propiedad se relaciona con la resistencia del material a los cambios de volumen, debidos a ciclos de humedecimiento y secado, y/o de congelación y deshielo o cambios de temperatura. La estructura de poros de la roca y su resistencia, son los factores decisivos en su comportamiento, siendo la distribución de tamaños de poros más importante que la porosidad total. Para el caso de congelación también se debe tener en cuenta el grado de saturación, factor fundamental debido al aumento de volumen del agua al congelarse. El ensayo de sanidad por excelencia es el de inmersión y secado en una solución de sulfato de sodio cuyo desarrollo data de 1931, y fue normalizado por ASTM en 1963.

**Presencia de sustancias deletéreas:** dentro de estas sustancias se encuentran el polvo, arcilla, materias carbonosas y chert. Para el agregado fino, el CIRSOC 201-05 indica las sustancias nocivas que se encuentran detalladas en la Tabla 4.8, y agrega el concepto “*otras sustancias perjudiciales*” que incluyen pizarras, micas, fragmentos blandos en escamas desmenuzables y partículas cubiertas por películas superficiales, las que se deben determinar mediante el análisis petrográfico (Norma IRAM 1649). Entre los materiales finos que pueden venir adheridos a las partículas o como contaminantes, tanto en el agregado fino como en el grueso, se encuentran (Ozol, 1978):

- Sustancias solubles, inocuas o deletéreas, que se disuelven durante el mezclado;

- Sustancias insolubles, inocuas o tolerables, que al ser removidas modifican la granulometría, y si se trata de materiales arcillosos incrementan el contenido de agua de mezclado;
- Sustancias químicamente inocuas, no fuertemente adheridas, que dan por resultado interfaces propensas a la falla; y
- Sustancias químicamente inocuas, fuertemente adheridas a la superficie de las partículas.

**Tabla 4.8:** Valores límites de sustancias nocivas en el agregado fino (CIRSOC 201-05).

Sustancias nocivas	Máximo admisible (%)
Terrones de arcilla y partículas friables	3,0
<i>Finos que pasan el Tamiz IRAM 75 <math>\mu</math>m</i>	
- Hormigón expuesto a desgaste superficial	3,0
- Otros hormigones	5,0
<i>Materias carbonosas</i>	
- Cuando es importante el aspecto superficial	0,5
- Otros casos	1,0
Sulfatos, expresados como SO <sub>3</sub>	0,1
Otras sales soluble	1,5
Cloruros	Los límites comprenden al total de cloruros en el hormigón
Otras sustancias perjudiciales	2,0

**Densidad aparente:** esta propiedad sirve para clasificar a los agregados en livianos, normales y pesados, encontrándose los valores para agregados normales entre 2,4 y 2,9. La densidad depende de la densidad de los minerales componentes y de la porosidad del material. Esta última, puede variar de hasta el 2% en rocas ígneas intrusivas, hasta un 5 % en rocas sedimentarias densas, y puede llegar a un 10-40 % en areniscas y calizas.

**Absorción:** puede ser tomada como una medida de la porosidad y resistencia del agregado, y la cantidad de agua que puede absorber depende del volumen y continuidad de poros de la partícula. La velocidad de absorción, en cambio, depende fundamentalmente del tamaño y continuidad de los poros. Las rocas que se usan como agregados normales tienen habitualmente una porosidad total menor del 5 %, pero el tamaño, forma y distribución de poros en la superficie puede llegar a ser más importante en la adherencia y las propiedades mecánicas de la interfaz, que el valor absoluto de la porosidad.

**Forma y textura superficial:** estas características están relacionadas con la estructura interna de la roca y del tipo de procesamiento, existiendo una diferencia importante si los agregados son de origen natural o manufacturado. Para describir el interior de una sección de roca, la textura involucra los siguientes factores: el grado de cristalinidad, el tamaño de grano y la forma, tamaños relativos y el ordenamiento de los granos de los minerales (ver punto 4.8). Estos factores controlan la textura superficial y también, el tamaño y forma de los poros intrínsecos de la roca, o en el caso de agregados triturados, se transforman en vacíos o poros superficiales.

**Dureza:** esta propiedad, que se define como la habilidad de un material a resistir a ser penetrado por otro; en las rocas depende de la resistencia a la deformación elástica (módulo de elasticidad), plasticidad (límite elástico), y capacidad de endurecimiento. Los diferentes ensayos para evaluar la dureza miden distintas combinaciones de estas propiedades.

**Coherencia o consolidación y compacidad:** refleja la resistencia a la disgregación mecánica de los granos y agregados minerales. El grado de coherencia depende de numerosos factores: dureza de los minerales, hábito de cristalización, tipo de unión intercrystalina, clase de cementante de las rocas sedimentarias, planos de debilidad, etc. La *compacidad* se refiere a la presencia de huecos en la roca.

**Tenacidad:** expresa la resistencia de una roca a fragmentarse mediante impacto. Esta propiedad depende del tipo, forma y tamaño de los minerales así, como de la existencia de superficies de mínima cohesión (planos de micro-estratificación, esquistosidad, etc.). La compacidad y coherencia están frecuentemente relacionadas. Cuando la cementación es incompleta, en general, disminuye la coherencia. Las 4 últimas propiedades mencionadas presentan cierta relación, dado que ellas dependen de la naturaleza mineralógica y de las características texturales.

Si bien se pueden emplear un sinnúmero de rocas como agregados, en la Tabla 4.9 se indican a modo de resumen las principales propiedades ingenieriles de los tres grandes grupos de rocas, ígneas, sedimentarias y metamórficas, y también, la forma de las partículas resultante de la trituración. En la Tabla 4.10, complementando a la tabla anterior, se detallan las propiedades que poseen los principales tipos de rocas utilizadas en esta tesis, y se aclara que las mismas pueden ser modificadas de acuerdo al tipo y grado de alteración (Salinas, 1973; Andreoni, 2005).

**Tabla 4.9:** Propiedades ingenieriles de las rocas (adaptado de Waddell, 1968).

Tipo de roca	Resistencia mecánica	Durabilidad	Estabilidad química	Características de la superficie	Presencia de impurezas	Forma triturada
<b>Ígneas</b>						
Granito, sienita, diorita	Buena	Buena	Buena	Buena	Posible	Buena
Basalto, diabasa, gabro	Buena	Buena	Buena	Buena	Raramente	Adecuado
Peridotito	Buena	Adecuado	Cuestionable	Buena	Posible	Buena
<b>Sedimentarias</b>						
Caliza, dolomita	Buena	Adecuado	Buena	Buena	Posible	Buena
Arenisca	Adecuado	Adecuado	Buena	Buena	Raramente	Buena
Chert	Buena	Pobre	Pobre	Adecuado	Probablemente	Pobre
Conglomerado	Adecuado		Buena	Buena	Raramente	Adecuado
Esquistos	Pobre	Pobre	---	Buena	Posible	Adecuado a pobre
<b>Metamórficas</b>						
Gneiss	Buena	Buena	Buena	Buena	Raramente	Buena a pobre
Cuarcita	Buena	Buena	Buena	Buena	Raramente	Adecuado
Mármol	Adecuado	Buena	Buena	Buena	Posible	Buena
Pizarra	Buena	Buena	Buena	Pobre	Raramente	Pobre

**Tabla 4.10:** Características de rocas empleadas como agregados para el hormigón (Salinas, 1973).

Grupo de agregados	Dureza	Coherencia	Compacidad	Tenacidad	Observaciones
Arenisca	Moderadamente duro a duro	Escasa a elevada	Escasa a media	Media	Sus cualidades dependen muy estrechamente del grado de cementación.
Basalto	Duro	Elevada	Media a elevada	Elevada	Las rocas de este tipo se encuentran con más frecuencia alteradas que las de otros grupos.
Caliza	Blando a moderadamente duro	Media a elevada	Media a elevada	Media a elevada	La dureza y coherencia decrecen con el contenido de arcilla. La dureza aumenta con la presencia de dolomita.
Cuarcita	Muy duro	Media a elevada	Media a elevada	Media a elevada	Rocas constituidas en esencia por cuarzo, mineral prácticamente inalterable.
Granito	Duro, con un componente mineral muy duro (cuarzo)	Elevada	Elevada	Media a elevada	Sus cualidades como agregados están afectadas por el tamaño de grano y la proporción de mica.

#### 4.3.1.1.- Especificaciones de calidad de los agregados

En términos generales, se deben excluir a los agregados con partículas livianas, planas, demasiadas porosas o que puedan provocar reacciones deletéreas. La Norma IRAM 1512 de agregados finos establece los requisitos granulométricos, los contenidos de sustancias nocivas permitidos, donde la suma de las diferentes sustancias, exceptuando la materia orgánica, no deben superar el 5% para hormigones expuestos a la acción del desgaste y 7 % para el resto de los hormigones. Las sustancias nocivas y los límites que especifica el CIRSOC 201-05 se detallan en la Tabla 4.8. La durabilidad del agregado se especifica por medio del ensayo de ciclos de inmersión en solución saturada de sulfato, y por el análisis de RAS (examen petrográfico y ensayo de barra de mortero). En el caso de agregados basálticos, se estipula el ensayo de inmersión en etilenglicol para verificar la presencia de arcillas expansivas. Además, cuando la arena contiene materia orgánica se debe realizar el ensayo comparativo de resistencia de mortero. Los ensayos de granulometría, material que pasa el tamiz 75  $\mu\text{m}$ , terrones de arcilla, durabilidad y materia orgánica son definitorios para el rechazo del agregado fino.

La Norma IRAM 1531 de agregados gruesos determina el rechazo del material si no se cumplen las especificaciones sobre terrones de arcilla y partículas friables, material que pasa el tamiz de 75  $\mu\text{m}$ , sulfatos, otras sales solubles, lajosidad, granulometría, durabilidad (ciclos de inmersión en sulfato de sodio), desgaste, sustancias reactivas (por examen petrográfico, ensayo de la barra de mortero). Por otra parte, si bien no son especificaciones, en las Tablas del Anexo, se indica un resumen de las principales características de los agregados correspondientes a los tres tipos de rocas según su origen mineralógico, y composición.

Finalmente, se debe destacar la *escala de calidades de rocas* para hormigones y usos viales que se indica en la Tabla 4.11, basada en un amplio trabajo de sistematización de los conocimientos sobre el comportamiento de las rocas realizado por la División de Geología de la DNV (Monteverde, 1964). El estudio comprendió un importante número de yacimientos estudiados, de tipos de rocas, y los ensayos realizados fueron: determinación de absorción, Deval, Los Ángeles, Dorry, Page y compresión. De este trabajo surge como ensayo fundamental, para agregados para toda clase de estructuras, y el desgaste Los Ángeles. La calidad normal de un grupo de pétreo es la que corresponde a la roca en buen estado de

conservación (roca fresca), y la escala propuesta varía entre 0 y 7, en el sentido de material útil (de calidad positiva), y de 0 a 2 para el material perjudicial (de calidad negativa).

**Tabla 4.11:** Escala de calidades de rocas (adaptado de Monteverde, 1964).

Efecto en las estructuras	Aptitud	Calidad		Grupo pétreo	
		Calificación	Grado de acentuación		
<b>Positivo</b>	<b>Material noble:</b> apto para construcciones de tipo superior, incluso sirve para superficies de rodamiento	Sobresaliente	7	Rocas gnéicas (no micáceas)	
			6	Rocas graníticas (las pegmatitas pueden tener algunas limitaciones)	
		Buena	5	Cuarcitas y grauvacas.	
	<b>Material inferior:</b> su uso es aconsejable limitarlo a bases, sub-bases y construcciones de tipo elemental	Deficiente	Muy buena	4	Calizas (la calcita es un mineral blando)
				3	Areniscas cuarcíticas
				2	Toscas
				1	Conchillas cementadas
<b>Indeterminado</b>	<b>Material inútil</b>	Nula	0	Esquistos pizarreños (resultan partículas achatadas)	
<b>Negativo</b>	<b>Material perjudicial:</b> sólo aporta factores de perturbación perjudiciales; debe excluirse sistemáticamente de toda construcción	Contra-productente	1	Gneis micaesquisto (predomina la mica)	
			2	Micacita (casi exclusivamente compuesta por mica)	

#### 4.3.2.- Aspectos Mineralógicos y Petrográficos Relacionados con las Propiedades de los Agregados

Los factores que influyen sobre las propiedades tecnológicas de las rocas son: la clase y naturaleza de los cristales, la interacción o unión entre cristales, la naturaleza del cementante presente, las discontinuidades estructurales y el grado de alteración. Es decir, que la resistencia de la roca está directamente relacionada con la naturaleza de los cristales que la componen, por la forma que ellos se unen unos a otros y por su distribución porcentual. La presencia de pasta micro-cristalina, criptocristalina y/o vítrea con fenocristales, en general, origina valores elevados en el comportamiento mecánico de las rocas; y cuando predominan los fenocristales, especialmente, si ellos contienen planos de clivaje (feldespatos, piroxenos, anfíbol) la resistencia disminuye notablemente.

Con respecto a las clases de uniones entre cristales y/o clastos de una roca, existen dos tipos, directa e indirecta (Barreiro, 2005). En el primer caso, la fuerza de unión entre dos cristales puede ser:

- Igual o superior a la cohesión de los minerales que forman la roca, y la fractura ocurre por los componentes minerales.
- Inferior a la cohesión de los componentes, y en este caso, la fractura ocurre por la superficie de los cristales.

- De diferente composición, sea en parte superior, en parte igual o inferior a la cohesión. En la fractura aparecen zonas de cristales blandos rotos, y también zonas donde la fractura separa las superficies de los cristales duros.

Por ejemplo, el cristal de cuarzo es de alta cohesión porque no tiene planos de clivaje, en cambio, el feldespato es de menor cohesión por la presencia de este tipo de planos. En el caso de las micas, la cohesión es mucho menor por su clivaje planar manifiesto.

La unión indirecta ocurre entre cristales y/o clastos, por medio de una pasta vítrea o por un cemento químico, respectivamente. Se pueden encontrar diferentes grados de unión entre el cemento químico y los clastos que forman una roca, como por ejemplo:

- El cemento resulta menos resistente que los componentes, y la fractura ocurre por el cemento (areniscas).
- La cohesión del cemento es mayor que la cohesión de los componentes, por lo cual la fractura ocurre por los cristales (arcosa con cemento silíceo).
- La cohesión del cemento y la de los componentes minerales son similares, entonces la fractura ocurre por cualquier sector (cuarcita con cemento silíceo).
- La unión entre el clasto y el cemento es igual a la cohesión del cemento, pero menor a la cohesión de los componentes minerales granulares, por lo que la fractura ocurre por el cemento (arcosa con cemento calcáreo).

Se debe tener en cuenta que las rocas tienden a degradarse por procesos químicos y/o físicos que modifican sus propiedades, que pueden llegar finalmente a convertirse en un suelo residual. En los procesos de alteración de las rocas es importante la textura ya que cuanto más fina es la misma, más resistente será al ataque de agentes atmosféricos. La textura gruesa facilita la alteración que repercute en la disminución de las propiedades mecánicas de la roca. Además, en la alteración química disminuye la cohesión interna de los cristales (los feldespatos se degradan en arcillas), disminuyendo la calidad de la roca química y mecánicamente.

Los procesos físicos que llevan a la desintegración de la roca son los cambios alternativos de temperatura y la fracturación o fisuración por fuerzas tectónicas. Los procesos químicos son la alteración que transforma a los minerales primarios (feldespatos, mica, anfíbol, piroxenos, etc.) en minerales secundarios (óxidos, minerales arcillosos, etc.). El agua es el principal agente que provoca la alteración química, que se puede potenciar con la alteración física. Las reacciones de solubilización se ven incrementadas por la temperatura que origina una mayor degradación en los climas cálidos y húmedos.

La resistencia al intemperismo de una roca está asociada al orden de cristalización de los minerales que la componen. Los minerales menos estables son los que se forman a altas temperaturas y presiones, cuando llegan a la superficie terrestre se encuentran con condiciones muy diferentes, cambiando sus propiedades y su composición mineralógica. Esto se correlaciona con el hecho que los minerales ferromagnesianos prácticamente no se encuentran como material residual en las rocas sedimentarias, y en cambio, el cuarzo es el mineral predominante, por su dureza y su resistencia a la descomposición o alteración (Barreiro, 2005).

### 4.3.3.- Durabilidad de los Agregados

Durante un largo tiempo, hasta 1940-50, la mayoría de los autores admitían las hipótesis de R. Feret, que sostenían que la naturaleza mineralógica de los agregados no tenía ninguna influencia en el comportamiento del hormigón endurecido. Posteriormente, J. Farran, en 1956, planteó “*que diversos factores ligados a la naturaleza de los agregados pueden tener una influencia decisiva en el comportamiento del hormigón*” (Gadea, 2005).

La estabilidad del hormigón depende de la calidad de sus materiales componentes y de las características del medio al que está expuesto durante su vida útil, que en general se espera que sea lo suficientemente larga, de acuerdo a la importancia estructural y a la inversión realizada. El examen petrográfico de los agregados y del hormigón es una herramienta para establecer la estabilidad potencial de los materiales, conocer la composición y sus propiedades para la selección de los mismos, controlar la calidad y predecir la durabilidad del hormigón bajo las condiciones de exposición previstas, particularmente para las causas de la reacción álcali-sílice y para el entendimiento de los mecanismos de deterioro del hormigón. Los factores físicos y químicos que afectan la estabilidad de los agregados y de este modo la durabilidad y resistencia del hormigón se indican en la Tabla 4.12 (Soles, 1980).

**Tabla 4.12:** Características deletéreas de los agregados que afectan al hormigón (adaptado de Soles, 1980).

Características físicas		Características químicas	
Externas	Internas	Reacciones con el cemento	Otras
Incrustaciones. Superficies expuestas a la intemperie. Superficies pulidas. Formas no deseables. Finura extrema.	Estructura de poros no deseable. Grandes cambios de volumen por humedecimiento y secado, y/o congelación y deshielo. Laminación, clivaje. Partículas débiles, livianas.	Reactividad alcalina. Impurezas orgánicas. Impurezas de sales. Cambio de bases.	Oxidación. Hidratación. Impurezas atrapadas. Materiales solubles.

Por otra parte, la expansión de los agregados tiene tres causas principales: a) congelación del agua libre absorbida, b) absorción de agua por fases higroscópicas, y d) reacciones entre los agregados y el cemento que producen compuestos higroscópicos (Soles, 1980). El primero de los casos es común en rocas de grano fino, porosidad fina y débil unión intergranular, como los esquistos, pizarras, y areniscas. La absorción de agua y el ensayo de inmersión en sulfatos permiten reconocer rocas débiles, que pueden presentar expansión por el ingreso de agua, y entre las rocas que pueden alterarse por este mecanismo se encuentran los minerales de arcillas. Por último, las rocas ácidas de grano fino o de textura vidriosa pueden resultar vulnerables al ataque de los álcalis del cemento portland (Mehta, 1993); y también, ciertas rocas dolomíticas pueden alterarse con los álcalis, en una reacción que presenta diferencias con la álcali-sílice.

La identificación de los constituyentes mineralógicos de los agregados pétreos para hormigón ayuda a reconocer sus propiedades, pero la sola identificación, no provee la base para predecir su comportamiento en servicio. Esto se debe a que dicho comportamiento está influenciado, entre otros factores, por el tipo de exposición al que serán sometidos, y a las propiedades físicas y químicas de la matriz de cemento que los rodea. Pequeñas cantidades de minerales o de rocas pueden estar presentes como contaminantes o accesorios en los agregados, e influir decisivamente sobre la calidad del hormigón (ASTM C 294; Mehta, 1993).

Es importante destacar que el Ing. Falcone ha realizado una amplia descripción de los distintos métodos de ensayos para evaluar la reacción álcali-sílice, complementada con una recopilación de resultados de diferentes ensayos sobre muestras procedentes de distintas regiones de la Argentina, desde el año 1965 a la fecha, realizados en el LEMIT. Este análisis resulta valioso en cuanto a que el mismo abarca un importante período de tiempo, diferentes metodologías, agregados de varias regiones de nuestro país; y efectúa críticas para la mejora a futuro de los métodos de evaluación de la RAS. Respecto a su trabajo experimental, presenta resultados de expansión sobre distintos agregados con diferentes mineralogías y procedencias, evaluando la reactividad alcalina, utilizando métodos de ensayo ampliamente utilizados en la actualidad (Falcone, 2013).

Por otra parte, el Ing. Milanesi, ha efectuado estudios sobre la reactividad alcalina potencial de rocas dolomíticas procedentes de distintas regiones de Argentina, y prueba que en nuestro país existen rocas dolomíticas potencialmente reactivas lo cual indica claramente que debe ser incluida esta reacción en los Reglamentos de Construcción Argentinos. Los resultados obtenidos son un aporte significativo al estudio de esta reacción que podría aplicarse a la ejecución de obras durables. Uno de los hallazgos importantes en las investigaciones realizadas se vincula a que las adiciones minerales activas no son capaces de disminuir la expansión del hormigón, obteniéndose igual resultado cuando se utilizan aditivos químicos a base de litio (Milanesi, 2013).

#### **4.3.3.1.- Criterio sobre la RAS y las rocas basálticas del Reglamento CIRSOC 201-05**

En su última versión, el CIRSOC 201 incorpora una nueva visión en el análisis de la posibilidad de que ocurra RAS con un determinado conjunto de materiales, dando prioridad a la información resultante de la observación de obras en servicio. De este modo se alienta a la conservación de datos de obras nuevas para ser utilizado en el futuro y a la preservación de posibles archivos de obras construidas. El reglamento plantea las siguientes situaciones:

a) Las estructuras de hormigón que durante su vida en servicio pudieran estar, en forma permanente o periódica, en contacto con agua, suelos húmedos o atmósferas con humedad relativa superior al 80 %, deben ser construidas 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.

b) Cuando se disponga de información de obras en servicio que no tengan evidencias de expansiones y/u otros daños asociados a la reacción álcali-sílice, y se verifiquen todas las condiciones que se detallan a continuación:

- estén construidas con un conjunto de materiales similares a los que se intenta utilizar,
- sean de igual tipología estructural,
- las condiciones de exposición sean similares, y
- hayan estado en servicio más de 15 años para hormigones con agregados que contienen ópalo, calcedonia, vidrio volcánico, tridimita o cristobalita, que provocan reacción rápida, y más de 35 años cuando el hormigón contiene agregados con cuarzo tensionado o minerales de arcilla que provocan reacción lenta.

Entonces, este reglamento permite considerar que el conjunto de materiales propuesto no produce RAS. Los resultados de estas evaluaciones son definitivos acerca de la existencia de RAS en la



estructura observada y de su potencial ocurrencia en las que se van a construir con las condiciones antes mencionadas. Además, la Norma IRAM 1874/04, resulta una herramienta para determinar si una estructura en servicio tiene evidencias de expansiones y/u otro daño por RAS, asociados al empleo de agregados similares a los que se intenta utilizar en una estructura nueva a construir. En la Tabla 4.13 se indican rocas de diferentes regiones de Argentina potencialmente reactivas con los álcalis, algunas de las cuales han originado problemas en las estructuras.

**Tabla 4.13:** Agregados de la República Argentina con antecedentes de RAS (adaptado de Batic, 2005).

Zona o Provincia	Origen	Componente Reactivo
Mesopotámica	Basalto tholeítico	Vidrio volcánico
	Arenas y gravas de los ríos Paraná y Uruguay	Limolitas, areniscas, calcedonia, ópalo
Chaqueña	Areniscas silíceas	Ópalo y calcedonia
Noroeste	Arenas y gravas de río	Areniscas, limolitas
Santiago del Estero	Rocas graníticas y rodados del río Dulce	Sílice modificada, vidrio volcánico
Cuyo	Arenas y gravas de río	Areniscas, limolitas
	Arenas y gravas del río Mendoza	Areniscas, limolitas
Córdoba	Gneiss	Cuarzo tensionado
	Rocas calizas	Carbonatos con sílice amorfa
Buenos Aires	Calizas	Carbonatos con sílice amorfa
	Dolomitas	Carbonatos
	Arenas y gravas de río	Cuarzo tensionado
Buenos Aires, Olavarría, Azul, Tandil	Rocas graníticas	Cuarzo tensionado
Buenos Aires, Pigüé	Rocas metacuarcíticas	Cuarzo tensionado
Costa bonaerense, Río Negro, Chubut, Santa Cruz	Arenas de mar	Calcedonia, chert, ópalo, vidrio volcánico
La Pampa	Ignimbrita	Vidrio volcánico
Patagónica	Arenas y gravas de ríos patagónicos	Vidrio volcánico, cuarzo tensionado
	Arenas y gravas de ríos y glaciares	Vidrio volcánico, cuarzo tensionado
	Riolitas	Sílice microcristalina, calcedonia y vidrio volcánico

Con un criterio similar, cuando los agregados provengan de canteras de rocas basálticas o de yacimientos que las contengan, si después de 30 días de inmersión en etilen-glicol tengan una *pérdida mayor* del 10 % y menor del 30 % (Norma IRAM 1519:82), podrán ser utilizados siempre que habiendo sido empleado en estructuras similares, expuestas durante más de 25 años a condiciones de clima y humedad similares a los de la obra a construir, haya dado prueba de poseer un comportamiento satisfactorio en la evaluación según Norma IRAM 1874-3:04.

#### 4.4.- Interfaz Pasta-Agregado

La interfaz es el eslabón más débil del hormigón, dado que esa zona tiene una mayor porosidad que la pasta, y su comportamiento depende de las características físicas de los agregados, de la calidad de la pasta, la edad, la presencia de adiciones minerales, etc. En el hormigón se pueden observar diferentes tipos de interfaces. En la pasta de cemento, existen interfaces entre los componentes que la integran, entre ella y las partículas de cemento no hidratado, y también con los granos de las adiciones minerales. A un nivel de observación mayor, en el mortero u hormigón, las interfaces se desarrollan entre la pasta y las partículas de los agregados. Todas las interfaces son importantes en la determinación de las propiedades mecánicas del hormigón; así, en los hormigones convencionales las características de

la pasta controlan las propiedades del material, en cambio en los hormigones de alta performance su comportamiento se debe al material actuando como un *composite* (Mindess, 1996).

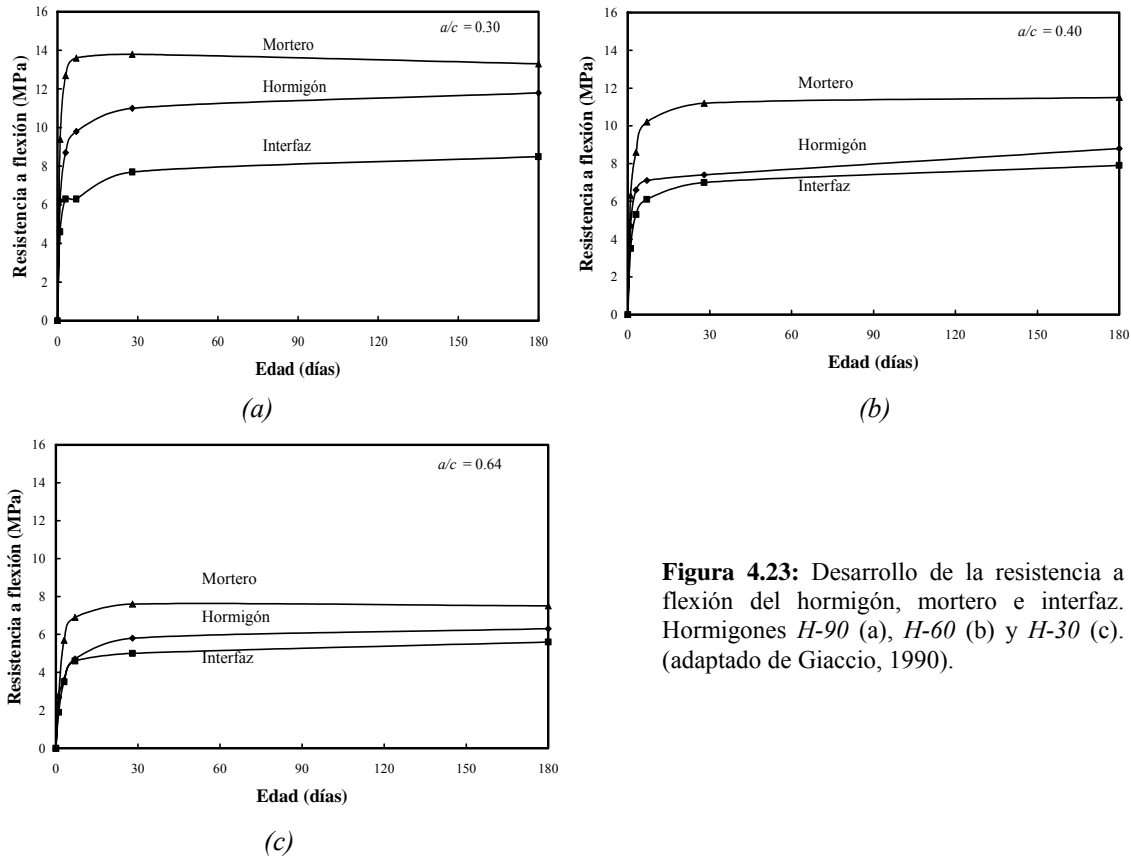
J. Farran, en 1956, fue el primero que observó una zona con diferente mineralogía y microestructura en la interfaz pasta-agregado en el hormigón. Posteriormente, los modelos propuestos de la zona de transición roca-pasta de cemento difieren en la presencia de film de *CSH*, orientación preferencial de los cristales de *CH* (horizontal o vertical), desarrollo epitaxial de cristales de *CH*, y la presencia de etringita en contacto directo con el agregado y en la alta concentración más allá de esta zona. La mineralogía y microestructura de la interfaz no se pueden representar por un simple modelo, dado que difieren con el tipo y características de la pasta (Breton, 1993; Yang, 1998).

La mayor porosidad, debida al *efecto pared* sobre la superficie del agregado (gradiente decreciente de la relación *a/c* hacia el interior de la pasta), y la presencia de etringita y de grandes cristales orientados de hidróxido de calcio son responsables de su debilidad. El espesor de la zona de transición es de 5 a 50  $\mu\text{m}$  y el efecto de adherencia se debe a aspectos físico-químicos provocados por las fuerzas de Van der Waals de los productos de hidratación y por el entrecruzamiento mecánico debido a la rugosidad de los agregados. En algunos casos puede existir una reacción química entre las partículas de agregado y la pasta que incrementa la resistencia de la interfaz. Cuando el agregado es de origen silíceo pueden formarse silicatos de calcio hidratados en la zona de transición, y si los agregados provienen de rocas calcílicas, los compuestos que se forman son carboaluminatos hidratados. Estas interacciones contribuyen a la resistencia, debido a que reducen la concentración de *CH* (Mehta, 1993).

Por otra parte, si el agregado no es absorbente, la interfaz resulta porosa y débil, mientras que si las partículas son absorbentes, la zona de la interfaz resulta menos porosa. Otras experiencias han mostrado la existencia de diferencias considerables en la porosidad de la interfaz entre las partes superior, lateral e inferior, alrededor de las partículas de los agregados. Esta anisotropía depende la compactación del hormigón, y posiblemente su trabajabilidad; pero no necesariamente es causa de anisotropía en la permeabilidad al oxígeno y la conductividad de agua (Leemann, 2006).

La resistencia mecánica de la interfaz resulta ser menos sensible que la matriz a los cambios de la relación *a/c*. A medida que la relación *a/c* aumenta se incrementan los defectos de la interfaz y la resistencia del hormigón tiende a acercarse a la resistencia de la interfaz (ver Figura 4.3). De este modo, la influencia de las interfaces sobre el comportamiento del material compuesto se evidencia en el menor valor de la resistencia del hormigón respecto a la del mortero, pero mayor que la resistencia de las interfaces (Valenta, 1961; Giaccio, 1994). Desde el punto de vista de la durabilidad, la interfaz presenta una menor resistencia a la penetración de agentes agresivos, aguas,  $\text{CO}_2$ , cloruros, etc. La permeabilidad, capilaridad y difusión están más ligadas a la porosidad de la pasta y de la interfaz, que a las características del agregado.

En la Figura 4.23 se observa el comportamiento de las fases de 3 hormigones de diferente nivel resistente, elaborados con agregado grueso granítico. En este caso los ensayos para evaluar la resistencia a flexión de la interfaz se realizaron sobre probetas compuestas por un 50 % de roca y un 50 % de mortero. Para los hormigones *H-30* y *H-60* la resistencia de la interfaz resultó ser el 90 % de la resistencia a flexión del hormigón, y en cambio para el *H-90*, la interfaz decrece al 72 % de la resistencia del hormigón (Giaccio, 1990). En el mismo sentido, se ha indicado que en los hormigones convencionales la falla ocurre por la interfaz pasta-agregado, y en cambio en los hormigones de alta performance (HAP) tiene mayor incidencia la fractura del agregado (Alexander, 1998).



**Figura 4.23:** Desarrollo de la resistencia a flexión del hormigón, mortero e interfaz. Hormigones *H-90* (a), *H-60* (b) y *H-30* (c). (adaptado de Giaccio, 1990).

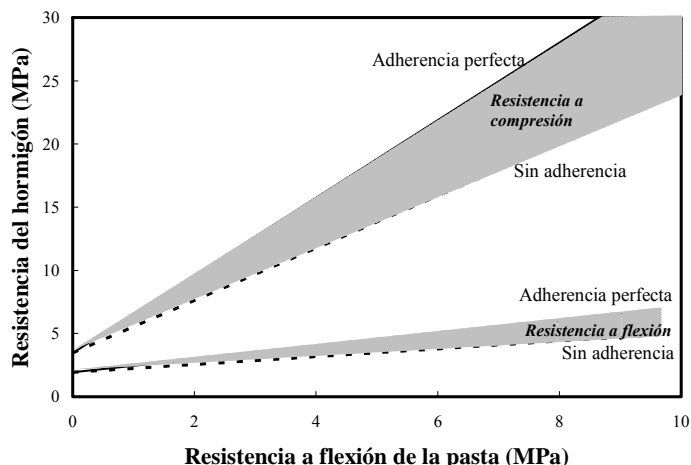
El agregado fino ocupa un volumen importante en el hormigón, siendo la superficie específica de la arena entre 25 y 40 veces la del agregado grueso. En general, los modelos del hormigón como material compuesto ignoran la interfaz pasta-agregado fino ya que solo consideran tres fases, el agregado grueso, el mortero y la interfaz entre estos dos (Globe, 1999). Entonces, el volumen de interfaz agregado-pasta afecta entre un tercio y la mitad del volumen total de pasta endurecida (Neville, 1997). Globe obtuvo que el incremento de la superficie específica de la arena influye significativamente en la resistencia del mortero, en su módulo de elasticidad y en la energía de deformación.

Existen discrepancias en cuanto al modo en que influye la resistencia de la interfaz sobre la resistencia del hormigón. Algunos autores indican que entre una interfaz “*sin adherencia*” y otra con “*adherencia perfecta*”, el incremento de la resistencia del hormigón se encuentra entre el 15 y el 40 %, siendo los mayores incrementos para la resistencia a tracción o flexión. En cambio otros autores han encontrado una mayor influencia de la interfaz sobre las propiedades del material compuesto. Esta discrepancia entre los resultados puede atribuirse a la diferencia entre los ensayos empleados, dado que no es posible extraer un testigo de la interfaz real de un hormigón para su estudio físico-mecánico. Tampoco existe un ensayo generalmente aceptado y/o normalizado (Mindess, 1996). Otras experiencias han permitido obtener ecuaciones como la 4.7, donde se vincula la resistencia a compresión o a flexión ( $\sigma$ ) con los módulos de rotura de la pasta y de la interfaz “pasta-agregado”,  $M_1$  y  $M_2$ , respectivamente.

$$\sigma = b_0 + b_1 M_1 + b_2 M_2 \quad (4.7)$$

Donde:  $b_0$ ,  $b_1$  y  $b_2$  son coeficientes obtenidos por regresión lineal. En la Figura 4.24 se grafica la ecuación teniendo en cuenta condiciones extremas, es decir, se supone una adherencia perfecta ( $M_1 = M_2$ )

y también una falta total de adherencia ( $M_2=0$ ), de este modo se puede evaluar el rango en que se afecta la resistencia del hormigón. Es evidente que la resistencia a flexión de la pasta tiene un mayor efecto sobre la resistencia del hormigón, que los cambios en la adherencia (Alexander, 1998).



**Figura 4.24:** Efecto de la adherencia pasta-agregado sobre la resistencia a compresión y el módulo de rotura del hormigón (adaptado de Alexander, 1998).

Algunos investigadores reconocieron tempranamente la importancia de la influencia del agregado sobre la resistencia del hormigón, incluida dentro de otras variables. De estos estudios se obtuvo una relación empírica, como se expresa en la Ecuación 4.8, del efecto sobre la resistencia cúbica del hormigón, a los 28 días, ( $f'_{cu}$ ) de las características del agregado grueso triturado, como el módulo de elasticidad ( $E_a$ ), el valor de impacto del agregado ( $i$ ), el número de angularidad ( $NA$ ) y la relación “agregado grueso/cemento” ( $a$ ), y la relación  $a/c$  ( $w$ ) (Bennett, 1963, 1964). Según estos autores el módulo de elasticidad y la relación  $a/c$  son los factores que mayor influencia tienen. Posteriormente, otros investigadores analizaron la influencia de otras variables importantes, como resulta ser la textura superficial (Giaccio, 1993).

$$\log(f'_{cu}) = 3.896 - 1.293w + 0.0296E_a + 0.00547i + 0.0168NA + 0.0225a \quad (4.8)$$

Estudios realizados utilizando CPN, en el rango de relaciones cemento/agua ( $c/a$ ) de 1,2 a 2,8 y 13 tipos de agregados, muestran que existen diferencias de hasta 15 MPa a 28 días para igual relación  $a/c$ , al cambiar el agregado grueso (algunas mezclas contenían arenas trituradas). Las diferencias en el valor de la resistencia se atribuyen principalmente a los efectos del agregado, los que incluyen la naturaleza de la interfaz asociada con los diferentes agregados. Estas diferencias son técnicamente significativas y pueden llegar a ser económicamente importantes (Alexander, 1998).

La adherencia entre la pasta y un determinado agregado, generalmente, se incrementa cuando las partículas cambian de lisas y redondeadas a angulares y rugosas. Este incremento en la adherencia es una consideración que se debe tener en cuenta, cuando la resistencia a flexión del hormigón es un parámetro importante o cuando se requiere una alta resistencia a compresión. Además, el efecto directo de la granulometría del agregado sobre la resistencia del hormigón resulta menos importante que el efecto indirecto que resulta de la cantidad de agua de mezclado necesaria para mantener la consistencia.

#### 4.5.- Propiedades del Hormigón Fresco

El estado fresco de los morteros y hormigones a base de ligantes cementíceos tiene importancia, por sus efectos sobre las propiedades en estado endurecido del material, y en definitiva sobre la calidad de la estructura de hormigón. En ese sentido, no deja de ser importante obtener morteros y hormigones que puedan ser mezclados, transportados, colocados y compactados satisfactoriamente, sin segregación ni exudación (Tattersall, 1983). Una deficiente compactación puede afectar tanto a la resistencia mecánica, a la durabilidad, a la estabilidad volumétrica del hormigón, como así también favorecer los procesos de corrosión de las armaduras.

La trabajabilidad del hormigón es una propiedad que determina la facilidad con que el material, en estado fresco, puede ser mezclado, colocado, compactado y terminado, sin que se produzca segregación, ni exudación excesiva. La trabajabilidad del hormigón se ve afectada por cada uno de sus componentes y por las condiciones bajo las cuales es mezclado y colocado. Los factores que influyen son las propiedades y cantidad de cemento, la granulometría, la forma, la angularidad y la textura superficial de los agregados fino y grueso, la proporción de agregados, la cantidad de aire incorporado, el tipo y cantidad de adiciones minerales, el tipo y la dosis de aditivos químicos, la temperatura del hormigón, el tipo y el tiempo de mezclado, y el tiempo desde el momento en que se ponen en contacto el agua con el cemento. Estos factores interactúan entre sí, y el cambio de uno de ellos implica que se deben ajustar otros factores para mantener constante la trabajabilidad (Wong, 2001).

El contenido de agua, la relación  $a/c$ , y la razón agregado/cemento son los principales factores que influyen sobre la trabajabilidad, y están íntimamente relacionados entre sí. El agua es el principal factor que gobierna la trabajabilidad y un incremento del mismo, para producir mezclas más trabajables, no solo afecta la resistencia al incrementar la porosidad, sino también favorece la segregación y la exudación, disminuyendo la durabilidad de la estructura. La relación  $a/c$  indica la viscosidad o la capacidad de lubricación de la pasta cementícea. En casos extremos, la pasta muy fluida puede segregarse del agregado, o sino, pastas muy secas, no alcanzan a cubrir las partículas, resultando mezclas sin cohesión. En cambio, la razón agregado/cemento determina la separación entre las partículas de agregado, cuanto menor sea esta relación existirá una menor fricción entre ellas, que favorecerá la compactación. Mezclas con deficiente cantidad de arena resultan ásperas y con mala terminación, en cambio, si existe un exceso de arena, el hormigón será más trabajable, pero su permeabilidad se incrementará.

Cuando el tamaño y la textura de las partículas cambian, los puntos de contacto entre ellas también lo hacen. De este modo, la forma y la textura superficial de las partículas del agregado fino son las responsables principales de la fricción mecánica interna de los morteros y los hormigones, y por ende, del contenido de agua o de pasta necesaria para obtener una mezcla plástica. Como regla general, se puede decir que los agregados compuestos por partículas esféricas y lisas permiten obtener hormigones más trabajables.

El estado fresco del hormigón se caracteriza por ser una suspensión acuosa con una muy alta concentración de partículas, de diferentes tamaños y densidades. La pasta de cemento lubrica, separa y a su vez mantiene unidas a las partículas de los agregados. Entre las partículas se desarrollan tres tipos de fuerzas: las de gravedad que tienden a sedimentar los sólidos, las de atracción capilar debidas a la tensión superficial del agua en la red de capilares y las de Van der Waals que son de origen electrostático que pueden ser de atracción o de repulsión (Mena Ferrer, 1980). La reología de la pasta es además particularmente compleja, porque los granos de cemento poseen carga eléctrica sobre su superficie que tienden a formar grumos y no se dispersan fácilmente en agua; y también, porque durante

y después del mezclado ocurren reacciones químicas y físicas, que van incidiendo sobre el estado fresco de la mezcla. En este esquema, el balance entre las fuerzas actuantes entre partículas define el comportamiento reológico de la mezcla, alejando su comportamiento del de los líquidos newtonianos.

Si bien existen muchas ecuaciones que se pueden emplear para describir el comportamiento de suspensiones concentradas, el esquema reológico aceptado como modo generalizado para pastas, morteros y hormigones es el modelo de Bingham (Ferraris, 1999). En este modelo se definen dos variables para describir el comportamiento del fluido, el umbral de cizallamiento ( $\tau_0$ ) y la viscosidad plástica ( $\mu$ ) de acuerdo con la Ecuación 4.9. El movimiento de la mezcla comienza una vez superado el umbral de cizallamiento, debido a la cohesión del material. Para esfuerzos menores, el material se comporta como un sólido relativamente elástico. Este umbral depende del tamaño de las partículas, la relación  $a/c$ , la razón *agregado/cemento*, la presencia de aditivos químicos y/o adiciones minerales, del tipo y finura del cemento, etc. A partir de este umbral, todo incremento en la energía tiene un efecto lineal sobre el movimiento del material.

$$\tau = \tau_0 + \mu \cdot \partial V / \partial y \quad (4.9)$$

donde:  $\tau$  es el esfuerzo cortante, y  $\partial V / \partial y$  es el gradiente de velocidad.

Este modelo implica que es necesario determinar los dos parámetros, para caracterizar las propiedades reológicas de un material y, en general, los ensayos disponibles evalúan uno solo de ellos. En pastas, por medio de un viscosímetro se pueden obtener valores que describan el estado fresco. En cambio en hormigones, los datos experimentales utilizando este tipo de técnicas pueden ser discutibles, porque el principal problema que condiciona los resultados es la influencia del tamaño de las partículas de los agregados y la tendencia a la segregación, ante el amplio rango de tamaños de partículas (de 1  $\mu\text{m}$  para los granos de cemento hasta 100 o 150 mm, para los mayores agregados en hormigones de presas). Los sistemas más conocidos de dos puntos son el reómetro de Tattersall y la modificación realizada por el Laboratoire Central des Ponts et Chaussées.

Los equipos desarrollados a nivel comercial, que cuentan con modernos sistemas electrónicos, son el viscosímetro BML, el reómetro UBC, y el BT RHEOM. Este tipo de metodología es importante para el desarrollo y/o caracterización de los hormigones muy viscosos como los de alta performance, o muy fluidos como los autocompactantes o aquellos con diferentes comportamientos, a bajas velocidades de corte como los hormigones con fibra, donde el asentamiento no es suficiente para evaluar el comportamiento de estos hormigones (Beaupré, 1998). En los primeros tipos de hormigones, donde se emplean aditivos superfluidificantes y/o modificadores de la viscosidad, junto a grandes contenidos de materiales cementíceos y agregados de tamaño máximo relativamente pequeño, la influencia de la forma y la textura de la arena, no tiene tanta influencia como en los hormigones convencionales.

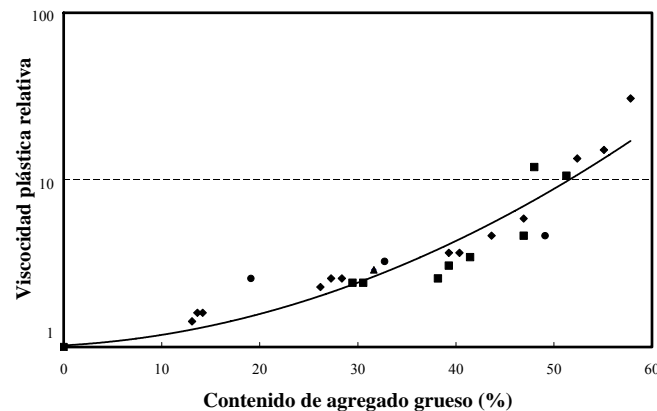
Por tal motivo, los ensayos “*rigurosos*” que describan la trabajabilidad de las mezclas pueden considerarse deficientes en cuanto a que no poseen la sensibilidad suficiente para abarcar el rango existente entre consistencias secas y fluidas del hormigón (Domone, 1999). Además, este tipo de ensayos no resultan ser baratos, ni fáciles de llevar a obra, y su empleo no está ampliamente difundido. Además, resulta casi imposible relacionar los resultados obtenidos entre los diferentes métodos, y estos resultados deben interpretarse en el contexto de cada método (Ferraris, 1999), dado que los valores absolutos de los parámetros reológicos dependen del tipo de instrumento utilizado.

Cabe acotar que existen varios ensayos de caracterización (de un solo punto) que miden algún aspecto de la trabajabilidad, y el ensayo del cono de Abrams es el de mayor difusión. En la práctica, lo

que se mide con este ensayo es el asentamiento, una medida de la capacidad de fluir (consistencia) del hormigón. Este ensayo, a nivel internacional, presenta variaciones en cuanto al tamaño del cono, y en su primera versión se remonta a 1913, cuando Chapman sugirió el concepto del asentamiento como una medida de la consistencia. A pesar del tiempo transcurrido el ensayo tiene vigencia por que es económico en tiempo, equipamiento y trabajo, y además, no se ha desarrollado otro ensayo sencillo, sensible a los cambios de consistencia y ampliamente aceptado (Popovics, 1994).

Por lo expuesto, no existe un ensayo sencillo para evaluar la trabajabilidad en términos cuantitativos, y en la bibliografía aparecen citados numerosos métodos para evaluar la trabajabilidad (Bascoy, 1992; Wong, 2001). Desde el punto de vista tecnológico, los medios para evaluar el estado fresco del hormigón se refieren a la consistencia. El ensayo de asentamiento, basado en fuerzas estáticas, no cubre el amplio rango de trabajabilidad del hormigón, y los progresos realizados en los métodos para evaluar la trabajabilidad en laboratorios, no se han visto reflejados en los ensayos rutinarios empleados en las obras. La mayoría de los ensayos utilizados en obra miden el umbral de cizallamiento o la viscosidad y, en general, simulan condiciones de obra y sus resultados no pueden fácilmente relacionarse con las propiedades reológicas fundamentales. En cambio, sirven para realizar el control de calidad o detectar cambios en la dosificación entre pastones. El ensayo de asentamiento tiene una razonable correlación con el umbral de cizallamiento (Wallevik, 2006), y no existe un ensayo normalizado que se relacione directamente con la viscosidad plástica, es decir, que la trabajabilidad del hormigón no es completamente medida por los ensayos normalizados (Ferraris, 2003).

Se han efectuado algunas modificaciones al ensayo del asentamiento, con la incorporación de la medición del tiempo de asentamiento y se han desarrollado ecuaciones que en función del asentamiento y la velocidad de deformación, se pueden obtener los valores del umbral de cizallamiento y la viscosidad plástica. Esta modificación presenta algunos cuestionamientos respecto a la reproducibilidad, y es necesario efectuar su verificación en una mayor cantidad de tipos de hormigones y determinar el rango de los parámetros reológicos, bajo diferentes condiciones (Ferraris, 1998).



**Figura 4.25:** Efecto del contenido de agregado grueso sobre la viscosidad plástica relativa del hormigón (Ferraris, 2003).

Por otra parte, la Figura 4.25 muestra el efecto del incremento del contenido de agregado grueso sobre la *viscosidad plástica relativa del hormigón*, definida como la relación entre la viscosidad plástica del hormigón respecto a la del mortero, obtenidas con un mismo tipo de reómetro. Los resultados obtenidos utilizando diferentes reómetros y modelos computacionales presentan una tendencia convergente. En el caso de cambiar las características físicas de los agregados se obtendrán familias de curvas similares (Ferraris, 2003).

La determinación del contenido de agua comúnmente se realiza por medio de pastones de prueba, ya que la predicción del contenido de agua por medio de una fórmula empírica para un determinado grupo de materiales tiene dificultades, por cuanto algunas propiedades de los materiales no puede ser medidas y caracterizadas numéricamente (p.e. la forma de las partículas). Además, existe un número grande de variables involucradas, y las mismas pueden o no interactuar entre ellas en sus efectos sobre el contenido de agua. La primera fórmula fue publicada por Abrams en 1925, sin embargo, estas fórmulas para predecir el contenido de agua del hormigón no son fiables y tienen límites de validez demasiados estrechos, para los propósitos prácticos (Popovics, 1990). Abrams estableció que la consistencia de una mezcla de hormigón, en términos de asentamiento, es una función del contenido relativo de agua; y asignó el valor de 1 para asentamientos de 1,2-2,5 cm, de 1,1 para asentamientos de 12,5-15 cm y un factor de 1,25 para el rango de consistencia de 20 a 22,5 cm (Powers, 1968). Posteriormente, Popovics propuso una expresión general que vincula el contenido de agua ( $w$ , en  $\text{kg/m}^3$ ) y la consistencia del hormigón, ( $Y$ , en  $\text{cm}$ ), medido según un determinado método de ensayo:

$$Y = C \cdot w^n \quad (4.10)$$

donde:  $C$  es una constante que depende del tipo y la composición de la mezcla, y  $n$  es un exponente que depende del tipo de ensayo utilizado, y que por ejemplo para el ensayo de asentamiento vale 10.

Otros estudios llevaron a la formulación de la Ecuación 4.11, la cual es un ejemplo de fórmulas con cierto grado de complejidad, para obtener el contenido de agua en función de varias variables, y en este caso, con los siguientes límites: contenido de cemento entre 180 y 550  $\text{kg/m}^3$ , tamaño máximo del agregado entre 5-150 mm, para un rango de consistencia de 2,0-17,5 cm, en mezclas sin aditivos (Popovics, 1990).

$$w = c(S/4)^{0.1} + (1 + 3 \cdot 10^{-5}(c-170)(p-26))(-0.347 \log D + 1.025)(0.1 + ((0.032(2^m - 60))^2 + 6570)/(c-100)) \quad (4.11)$$

donde:  $w$  es el requerimiento de agua ( $\text{lb/yd}^3$ ),  $c$  es el contenido de cemento ( $\text{lb/yd}^3$ ),  $S$  es el asentamiento (pulgadas),  $p$  es el contenido de agua para la pasta de consistencia normal (% en peso),  $D$  es el tamaño máximo del agregado (pulgadas), y  $m$  es el módulo de finura.

Por otra parte, teniendo en cuenta las variables más importantes que definen el estado fresco de morteros y hormigones, T.C. Powers estableció una relación exponencial entre la consistencia de la mezcla de hormigón, ( $Y$ ), y la relación  $c/a$ , del siguiente modo:

$$Y = Y_0 * e^{k_y(M)*N} \quad (4.12)$$

donde:  $Y_0$  es una constante que depende del tipo de ensayo,  $M$  es la razón *agregado/cemento* (volumen absoluto),  $N$  es la relación  $c/a$  (volumen absoluto), y  $k_y(M)$  es el *factor requerimiento de agua*. Este factor es un parámetro que comprende todos los factores de la mezcla que determinan la cantidad de agua requerida para obtener una determinada consistencia y medida por un determinado ensayo (Powers, 1968).

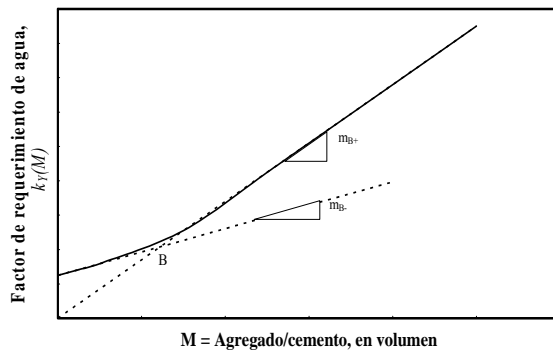
Los valores de  $Y_0$  para los diferentes ensayos, no han sido determinadas con precisión, dado que la ampliación que se ha efectuado en el planteo de las fórmulas, llevan a que las constantes empíricas pueden no ser estrictamente constantes. El autor sugiere para determinar  $Y_0$ , la realización de un número adecuado de ensayos, trabajando en el rango de consistencia del aparato y donde el hormigón puede ser



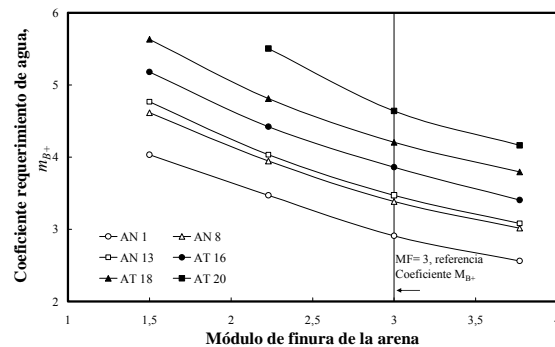
eficientemente mezclado; y luego efectuar los cálculos basados en la ecuación exponencial de consistencia (Powers, 1968). La gráfica “ $k_y(M) - M$ ” presenta dos zonas, caracterizadas por la pendiente  $m_B$  y  $m_{B+}$ , que se corresponden con mezclas ricas y pobres en contenido de cemento, respectivamente (ver Figura 4.26). En el caso de la primera zona, el factor de requerimiento de agua depende del cemento y de los agregados. En la otra zona, la dependencia es sólo del agregado. El punto que separa las dos zonas, B, es el que se corresponde con el valor de  $M$  que permite el menor contenido de vacíos. El valor de  $m_{B+}$  se denomina *coeficiente de requerimiento de agua*, brinda información sobre las características de la arena que afectan el contenido de agua, y está influenciado por su granulometría.

Experiencias realizadas con morteros conteniendo diferentes tipos de arenas establecieron la variación del coeficiente  $m_{B+}$  con el módulo de finura, y en la Figura 4.27 se observan curvas aproximadamente paralelas correspondientes a diferentes tipos de arenas. En base al comportamiento observado se determinó una granulometría de referencia, con un módulo de finura de 3, representativa de una buena graduación. Luego, se calculó el coeficiente  $m_{B+}$  para todas las arenas estudiadas, se lo relacionó con el correspondiente a la granulometría de referencia y se obtuvo el *coeficiente específico de requerimiento de agua*,  $M_{B+}$ . Se estableció que una muy buena arena natural tiene un coeficiente  $M_{B+}$  menor de 3, y para la mayoría de las arenas se encuentra comprendido entre 3 y 3,5. En cambio, para la mayoría de las arenas de trituración el coeficiente se encuentra por encima de 4, y algunas buenas arenas están entre 3,5 y 4.

Este método es sensible a la variación de la forma y textura de las partículas, la graduación de la fracción fina 0-150  $\mu\text{m}$  y el origen mineralógico del agregado fino. En base al coeficiente específico de requerimiento de agua se propuso un criterio de clasificación de las arenas, de acuerdo a la escala de valores de la Tabla 4.14 (Gjørv, 1978).



**Figura 4.26:** Factor de requerimiento de agua en función de la relación *agregado/cemento* (adaptado de Gjørv, 1978).



**Figura 4.27:** Efecto de la granulometría sobre el factor de requerimiento de agua para AN y AT. (adaptado de Gjørv, 1978).

**Tabla 4.14:** Criterios de evaluación de arenas propuesto por Gjørv.

Coeficiente específico de requerimiento de agua ( $M_{B+}$ )	Comportamiento de la arena
$\geq 4$	Menos adecuado
$3,5 \leq M_{B+} < 4$	Adecuado
$< 3,5$	Muy adecuado

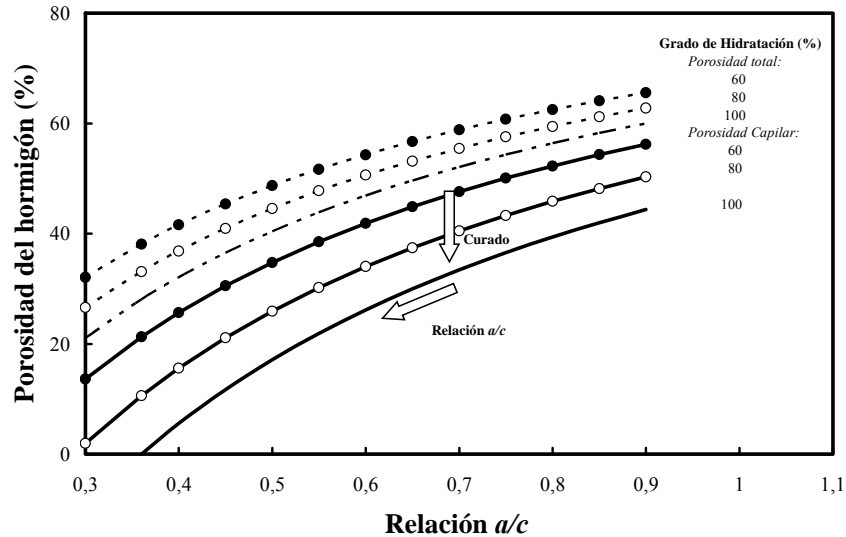
#### 4.6.- Propiedades Mecánicas y Estabilidad Volumétrica del Hormigón

Es conocido que el hormigón de cemento portland puede clasificarse de acuerdo con las diferentes propiedades que lo caracterizan o por las prestaciones para el cual ha sido diseñado. Durante un prolongado tiempo, la resistencia fue la propiedad que determinaba su categoría o calidad. Los cambios en la tecnología del hormigón ocasionados por los nuevos conocimientos, técnicas de estudios, desarrollos de nuevos aditivos y tecnologías de producción y colocación, junto a los desafíos que plantean los medios de exposición que son cada vez más agresivos, van dejando de lado la clasificación de este material únicamente por su nivel resistente. En el punto 4.2.3 se analizaron las propiedades mecánicas de la pasta de cemento y en el punto 4.3 se estudió la influencia del agregado sobre la contracción por secado, el módulo de elasticidad, el creep, la resistencia a compresión y a la abrasión del hormigón, y la resistencia de la interfaz “*agregado-mortero*”.

En el hormigón endurecido las resistencias a compresión y a flexión, el módulo de elasticidad y la distribución de tensiones dentro del material son influenciadas por la orientación de las partículas, el grado de adherencia entre las partículas y la pasta de cemento y el comportamiento mecánico de la interfaz pasta-agregado. La equidimensionalidad, la angularidad, la textura superficial, la superficie específica y el material adherido sobre la superficie de las partículas del agregado grueso o del fino, tienen una marcada influencia sobre estas propiedades del hormigón.

Las principales propiedades mecánicas y durables del hormigón dependen de la porosidad, siendo la caracterización de la estructura porosa (forma, tamaño y distribución de poros) el principal objetivo a modificar para optimizar los materiales componentes, mejorar las propiedades mecánicas e incrementar la resistencia a los diferentes medios agresivos a los que se encontrará expuesto, durante su vida útil. La porosidad es la responsable de los mecanismos básicos de transferencia de masa o materia: escurrimiento del agua intersticial y transporte por difusión en la estructura de poros (Fernández Luco, 2001). Los dos principales tipos de poros que es necesario controlar son los capilares y los debidos a una compactación deficiente. La porosidad capilar depende de la relación  $a/c$  y del grado de hidratación del material cementíceo, mientras que los segundos dependen de las características de la mezcla y de la energía de compactación entregada.

La porosidad capilar de la pasta de cemento se modifica, conforme avanza el proceso de hidratación. En la Figura 4.28 se muestra la disminución de poros capilares, cuando se pasa del 60 al 100 % de hidratación. Para una relación  $a/c = 0,32$ , la porosidad capilar es 0 para una hidratación total, y se encuentra entre 11 y 37 % para un rango de relaciones  $a/c$  de 0,40 a 0,70 (Mehta, 1993). Si se considera la porosidad intrínseca de la pasta de cemento hidratada, 28 %, la porosidad total alcanza valores importantes, entre 40 y 60 % para relaciones  $a/c$  entre 0,40 y 0,70, con un grado de hidratación del 60 %. De esta manera, un curado prolongado y la reducción del contenido de agua, son las herramientas para reducir la porosidad capilar.



**Figura 4.28:** Porosidad del hormigón en función de la relación *a/c* y del grado de hidratación. (adaptado de Mehta, 1993).

Abrams, estableció que cuando el hormigón está completamente compactado, la resistencia resulta inversamente proporcional a la relación existente entre la cantidad neta de agua y la cantidad de cemento de la mezcla (Abrams, 1918). Anteriormente, Feret, en 1896, formuló la relación entre la resistencia del hormigón y los volúmenes de agua, cemento y de aire de la mezcla. Estos simples modelos demuestran la gran importancia de la relación *a/c* en la determinación de la performance mecánica del hormigón.

Posteriormente, varios autores, Balshin, Ryshkevitch, Schiller, Hasselmann, etc., establecieron diferentes tipos de funciones entre la resistencia y los vacíos del hormigón (aire atrapado, poros capilares, poros de gel y aire incorporado) (Kearsley, 2002). Sin embargo, no hay una teoría básica y universalmente aceptada sobre la relación entre resistencia y la composición del hormigón, excepto el concepto de la relación *a/c* (de Larrard, 1997). Existen trabajos que buscan algún modelo, y este último autor ha propuesto uno que vincula la resistencia del material compuesto,  $f'c_c$ , la resistencia de la matriz (pasta),  $f'c_m$ , y el tipo de agregado, que se manifiesta en dos constantes empíricas, *a* y *b* (ver Tabla 4.15), esta relación se indica en la Ecuación 4.13.

$$f'c_c = \frac{a \cdot f'c_m}{(b \cdot f'c_m + 1)} \tag{4.13}$$

**Tabla 4.15:** Valores de las constantes de la Ecuación 4.13 para diferentes agregados (de Larrard, 1997).

Tipo de agregado grueso	<i>a</i>	<i>b</i> (MPa <sup>-1</sup> )	<i>a/b</i> (MPa)
Canto rodado/arena (flint)	0,583	0	∞
Caliza triturada	1,111-0,960	0,00330-0,00399	337-241
Basalto triturado	0,651	0	∞
Cuarcita triturada	1,145	0,00469	244

**Resistencia a tracción:** la resistencia a tracción directa ( $f_{ct}$ ) está relacionada con la resistencia a tracción por compresión diametral ( $f_{ci}$ ) por un coeficiente que la Instrucción española EHE-Anexo 8 toma igual a 0,90. También, se puede obtener la relación entre la resistencia a tracción directa con la resistencia a flexotracción ( $f_{ft}$ ) como lo muestra la Ecuación 4.14:

$$F_{ft} = f_{ct} [1 + 1,5 (h/100)^{0,7}] / [1,5 (h/100)^{0,7}] \quad (4.14)$$

donde: “ $h$ ” es el canto del elemento, en mm.

**Módulo de elasticidad:** aparte de las Ecuaciones 4.4 y 4.5, la relación que existe entre el módulo de elasticidad y la resistencia del hormigón se plantea en la mayoría de los reglamentos debido a que ambas propiedades del hormigón se vinculan con la porosidad del material, aunque no en el mismo grado. En el caso del Reglamento CIRSOC 201-05, para hormigones de densidad normal, la relación es la representada por la Ecuación 4.15.

$$E_c = 4700 (f'_c)^{0,50} \quad (4.15)$$

donde: la resistencia y el módulo se indican en MPa.

**Contracción por secado:** Los hormigones presentan deformaciones debido a la acción de las cargas y a la contracción por secado. Cuando estas deformaciones son restringidas, en algunos sectores de la estructura aparecen tensiones de tracción que pueden causar su fisuración. El origen principal de la contracción por secado es la remoción del agua adsorbida en las láminas de *CSH*. Los parámetros que influyen sobre la magnitud de la deformación son el volumen y rigidez de los agregados, los contenidos de agua y de cemento, el tiempo de exposición y la humedad relativa del medio y el tamaño y la forma de los elementos de hormigón (Mehta, 1993).

Powers investigó sobre la contracción de hormigones, y en base a sus experiencias, obtuvo que la contracción del hormigón ( $\varepsilon_c$ ) y la contracción de la pasta de cemento ( $\varepsilon_p$ ) están relacionadas exponencialmente, con el volumen de agregados respecto al volumen de hormigón ( $A$ ), según la Ecuación 4.16. L’Hermite obtuvo valores de “ $n$ ” entre 1,2 y 1,7 dependiendo del módulo de elasticidad del agregado (Mehta, 1993).

$$\varepsilon_c = \varepsilon_p \cdot (1-A)^n \quad (4.16)$$

**El creep o fluencia del hormigón:** depende de la magnitud de la carga, edad y resistencia del material cuando se le aplica la carga y tiempo en que se aplica la carga. También influye el tipo, cantidad y tamaño máximo del agregado, cantidad de pasta, tamaño y forma del elemento estructural, relación entre el volumen y el área del elemento de hormigón, temperatura y humedad relativa, tipo de curado, etc. (Kotsumaka, 2004). De un modo similar con la contracción por secado, para las deformaciones originadas por el fenómeno del creep se han obtenido expresiones que vinculan el volumen de agregado con el creep de la pasta y del hormigón (ver Ecuación 4.17). El creep del hormigón se encuentra entre el 15 y 30 % del creep de la pasta (Hobbs, 1971).

$$\varepsilon_{creep} = \varepsilon_p \cdot (1-A)/(1+A) \quad (4.17)$$

#### 4.7.- Propiedades Durables del Hormigón

En este punto se desarrollaran aspectos relacionados con la durabilidad del hormigón, en forma complementaria al desarrollo efectuado para la pasta de cemento y los agregados en los puntos 4.2.4 y 4.3.3, respectivamente. 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. Más recientemente, el ACI 201 define la durabilidad del hormigón de cemento portland como la habilidad para resistir la acción del intemperismo, ataque químico, abrasión o cualquier otro proceso de deterioro. Determina que un hormigón durable debe mantener su forma original, calidad y características de servicio, cuando es expuesto a este ambiente. Esta recomendación es un importante documento sobre el tema durabilidad del hormigón, y además, presenta un resumen de las sustancias agresivas para el hormigón, entre ellas se encuentran las aguas ácidas, ciertos tipos de sales en solución, especialmente, las que contienen sulfatos, amonio y magnesio solubles.

La durabilidad es la capacidad del hormigón de una estructura para resistir acciones del medio ambiente. Se entiende por acciones del medio ambiente a aquellas de naturaleza química, física y/o físico-química que pueden provocar la degradación de la estructura por efectos diferentes a los de las cargas consideradas en el proyecto o diseño estructural. Según sea la magnitud de dicha degradación y la velocidad con que se produce, la estructura puede perder, parcial o totalmente, la aptitud para cumplir la función para la cual fue construida. Estas acciones del medio ambiente deben ser tenidas en cuenta desde el inicio del diseño de la estructura. Asimismo, es conveniente que la calidad del hormigón elegida a los efectos resistentes sea igual o mayor que la necesaria por razones de durabilidad (CIRSOC 201-05). La durabilidad está asociada a la vida útil en servicio de una estructura, que es el período de tiempo a partir de su construcción, durante el cual debe mantener las condiciones de seguridad, funcionalidad o aptitud en servicio y aspecto aceptables, sin gastos de mantenimiento significativos

Con respecto al logro de estructuras durables, si bien está relacionado con hormigones durables, se deben tener en cuenta otras variables asociadas al control de obra, producción, colocación, compactación, curado y mantenimiento. Para la segmentación de los poros capilares por los productos de hidratación en la Figura 4.9 se indican los grados de hidratación y en la Tabla 4.16 se indican los tiempos de curados requeridos, y de ellos, se desprende que para obtener un hormigón durable son necesarios tiempos de curado más cortos en las mezclas de relaciones  $a/c$  más bajas.

**Tabla 4.16:** Período de curado requerido para lograr la segmentación de los poros capilares (Neville, 1998).

Relación $a/c$	Grado de hidratación (%)	Período de curado requerido
0,40	50	3 días
0,45	60	7 días
0,50	70	14 días
0,60	92	180 días
0,70	100	1 año
> 0,70	100	Imposible

En las últimas décadas tanto las tecnologías constructivas como las asociadas a los materiales han sufrido cambios significativos. En lo que se refiere a los materiales, los cementos han aumentado

significativamente su finura y contenido de  $C_3S$  en búsqueda de un mayor desarrollo de resistencia a edades tempranas (Mehta, 1991). En el mismo sentido, actualmente se ofrecen al mercado cementos que incorporan adiciones de diferente naturaleza y efectos. Tales cuestiones tienen una incidencia indiscutible sobre las propiedades durables del hormigón ya, que los mismos tendrán desarrollo de resistencia y de calor de hidratación, sensibilidad a la fisuración, demanda de agua de amasado, etc., y en definitiva, una estructura porosa, que podrá diferir en rangos muy amplios. En el mismo período, la concepción estructural y los grados de fisuración involucrados en los métodos de cálculo también se han modificado. Sin embargo, en el ámbito de las obras y los proyectos estos cambios no siempre son tenidos en cuenta al diseñar, colocar, compactar y curar hormigones que se comportarán frente al medio de maneras muy diferentes, a pesar de llamarse del mismo modo, y más aún, de pertenecer a una misma clase resistente.

En la actualidad, las principales causas del deterioro de las estructuras de hormigón, son en orden decreciente: la corrosión de armaduras de acero, los daños de congelación en climas fríos y las acciones físico-químicas en ambientes agresivos (Mehta, 1991). Algunos autores calculan que en los países desarrollados el 40 % de los gastos incurridos en la industria de las construcciones civiles se destina a la reparación y el mantenimiento de estructuras preexistentes (Torrent, 2003). Respecto a esta problemática Mehta opina que *“la impermeabilidad aparece en la primera línea para la defensa frente a cualquier ataque físico o químico”*; y además, *“que muchos de los problemas de durabilidad como el ataque de sulfatos, carbonatación, RAS, y corrosión de armaduras no hubieran ocurrido si el hormigón hubiera sido impermeable al momento de la exposición y hubiera continuado siendo impermeable durante su esperada vida útil”* (Mehta, 1994).

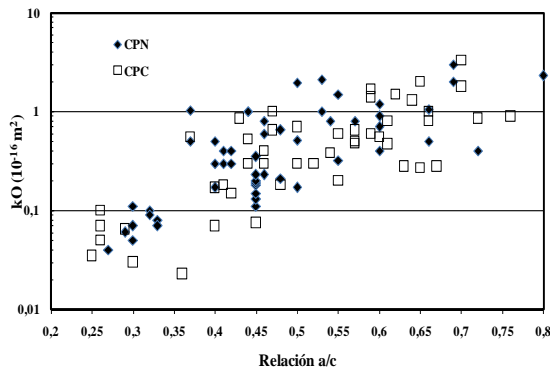
El transporte de agua e iones a través del hormigón es más complejo que en otros medios porosos por el amplio rango de tamaño de poros presente en el material, y la fuerte interacción existente entre el agua, el vapor de agua y el sistema de poros y, también, por los cambios de la estructura de poros, conforme avanza la madurez de la pasta. La succión capilar es el mecanismo dominante en el ingreso de agua durante cortos períodos de exposición, en cambio, el movimiento a largo tiempo está controlado por el transporte en los poros de gel y la difusión húmeda. La succión capilar y la difusión dependen del contenido de humedad del hormigón, y su relación no es lineal. Algunas experiencias muestran que en ensayos de larga duración basados en la recomendación RILEM TC 116-PCD, la cantidad estimada de agua que ingresa por succión capilar es el 70 % del total del agua absorbida, y el restante 30 % se debe al mecanismo de difusión, independientemente del grado de saturación de las probetas (Neithalath, 2006).

La presencia de agregado influye sobre la permeabilidad del material, siendo el coeficiente de permeabilidad del hormigón generalmente del orden de 100 veces mayor que el de una pasta de cemento de igual relación  $a/c$ , y en el caso de los morteros, resulta de 3 a 10 veces mayor (Young, 1988).

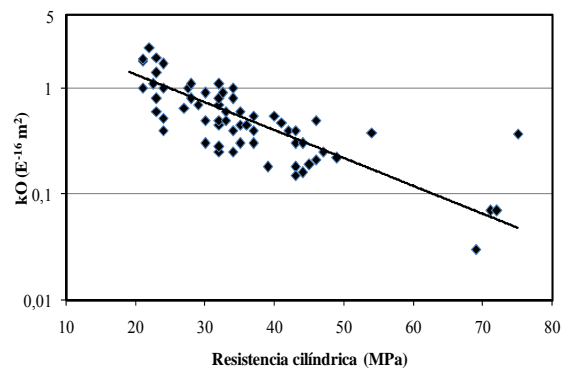
Como se ha expresado en la actualidad se considera de suma importancia, en la durabilidad, la calidad del hormigón superficial, dado que en el caso de las armaduras crea una capa protectora que las pasiva, mientras que actúa como barrera física ante el ingreso de agentes externos agresivos. Los requerimientos del hormigón de recubrimiento son diferentes a los del hormigón estructural, para evitar su fisuración durante la vida útil, siendo conveniente que el mismo posea alta ductilidad, reducida contracción, alta resistencia a la congelación, elevada estabilidad volumétrica ante cambios térmicos, además de ser una barrera para el ingreso de cloruros,  $CO_2$  y sulfatos, y con una reducida absorción de agua.

Varios ensayos han sido diseñados para evaluar la performance del hormigón de obra y lograr un parámetro de diseño por durabilidad (ensayos de resistencia a la permeabilidad al agua o al aire, de succión capilar, etc.). En la bibliografía se recomienda una permeabilidad al agua máxima de  $1,5 \times 10^{-11}$  m/s (Neville, 1998). En cambio, otras experiencias aplicando el método de laboratorio de permeabilidad al oxígeno del CEMBUREAU y el método de determinación in-situ de permeabilidad al aire, muestran una muy buena correlación entre ambos.

Resultados experimentales (Figura 4.29) muestran que existe una gran variación en el coeficiente de permeabilidad al oxígeno para una determinada relación a/c, tanto para el cemento Portland normal, como para los cementos compuestos (Torrent, 2010). Estos resultados indican que no solo se debe prescribir una relación a/c para obtener una estructura durable, sino que también es necesario incorporar requisitos prestacionales, como por ejemplo la resistencia a compresión o algún ensayo que brinde información sobre los mecanismos de transporte. En la Figura 4.30 (Torrent, 1998) se muestra la relación entre la permeabilidad al oxígeno y la resistencia a compresión.



**Figura 4.29:** Permeabilidad al oxígeno (kO) vs relación a/c.



**Figura 4.30:** Permeabilidad al oxígeno (kO) vs resistencia a la compresión.

Estudios anteriores han permitido establecer una calificación del hormigón de recubrimiento por medio del *índice de calidad del recubrimiento*, ICR (ver Tabla 4.17). Para los diferentes tipos de exposición se especifica, de acuerdo con Tabla 4.18, un valor del ICR y valores mínimos de resistencia, para asegurar la durabilidad esperada de las estructuras (Torrent, 1998). La tendencia de las normativas se basa en especificaciones basadas en el desempeño, donde se establece una prestación mínima, determinada mediante ensayos normalizados. Este cambio normativo conducirá a un uso más racional de los recursos y al desarrollo de soluciones más sustentables en hormigón (Torrent, 2010).

**Tabla 4.17:** Calificación del hormigón de recubrimiento (Torrent, 1998).

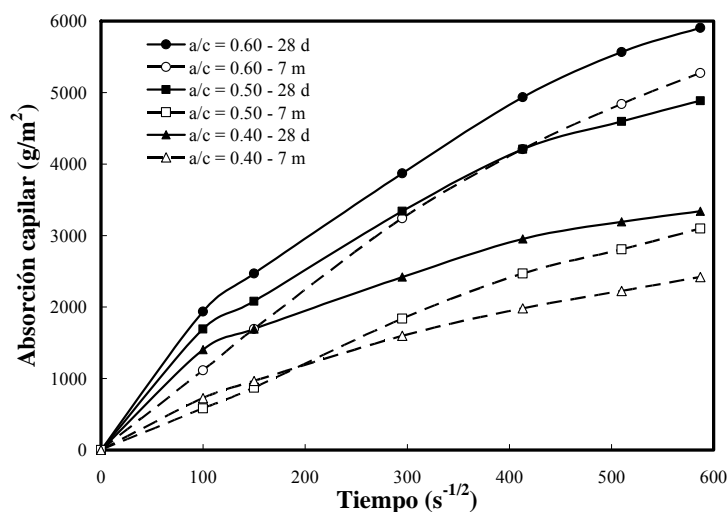
Índice ICR	Calidad	Coficiente $kO$ ( $10^{-16} \text{ m}^2$ )	Coficiente $kT$ ( $10^{-16} \text{ m}^2$ )
1	Excelente	< 0,1	< 0,01
2	Muy buena	0,1-0,5	0,01-0,1
3	Mediana	0,5-2,5	0,1-1,0
4	Pobre	2,5-12,5	1,0-10
5	Muy pobre	> 12,5	> 10

**Tabla 4.18:** Especificación de *ICR* para diferentes tipos de exposición (Torrent, 1998).

Exposición del elemento estructural	$f'_c$ mínima (MPa)	<i>ICR</i>
A la intemperie	21	3
Permanentemente en contacto con aire salino	30	2 – 3
Parcial o totalmente sumergidos en agua de mar	38	2
En suelos o aguas con altos contenidos de sulfatos	38	2

Cabe acotar que el ensayo de succión capilar está siendo utilizado, dado que el mismo es sensible a la composición de la mezcla, especialmente de la relación  $a/mc$ , y del grado de hidratación del cemento. Por lo tanto, resulta una herramienta eficaz para especificaciones basadas en el desempeño, dependiendo el resultado del contenido de humedad inicial del hormigón (IRAM 1871). Este ensayo ha sido incorporado en el reglamento CIRSOC 201-05 como parámetro de diseño de mezclas de hormigón para estructuras expuestas a ambientes agresivos, salvo en el caso de ambientes rurales o con precipitaciones anuales menores de 250 mm. Los resultados de experiencias realizadas con hormigones elaborados con cemento portland compuesto, con relaciones  $a/mc$  entre 0,40 y 0,70, y períodos de curados entre 1 y 7 meses, muestran la sensibilidad de esta técnica y se indican en la Figura 4.31 (Taus, 2005).

Durante mucho tiempo, la durabilidad del hormigón estructural se asoció con la resistencia, pero los cambios en la composición y eficiencia de los cementos, permiten obtener resistencia con relaciones  $a/c$  que no aseguran la segmentación de los capilares. Por ejemplo, se pueden obtener hormigones de 25 MPa y 35 MPa con contenidos de cemento de 202 kg/m<sup>3</sup> ( $a/c=0,80$ ) y de 271 kg/m<sup>3</sup> ( $a/c=0,60$ ), respectivamente. En el primer caso, la estructura de la pasta resulta muy porosa con consecuencias negativas para la durabilidad, y en el segundo caso, la relación  $a/c$  corresponde al límite recomendado para casos de exposición no agresiva. La permeabilidad al aire del hormigón de 25 MPa es de  $2,2 \times 10^{-16}$  m<sup>2</sup>, que puede calificarse como “alta”, y para el de 35 MPa es de  $0,8 \times 10^{-16}$  m<sup>2</sup>, considerada como “calidad media” (Torrent, 1991).



**Figura 4.31:** Absorción capilar de hormigones con diferentes relaciones  $a/c$  y tiempos de curado. (adaptado de Taus, 2005).



La norma australiana AS 3600 fija límites elevados de resistencia para estructuras en ambientes agresivos (40 MPa para aquellas ubicadas en la zona costera y de 50 MPa, para la zona entre mareas o de salpicaduras). Tal vez sería recomendable emplear una forma mixta para especificar por durabilidad, estableciendo un contenido mínimo de cemento y una resistencia elevada del hormigón, por si se utilizan cementos de alta eficiencia (Torrent, 2003). En cambio, el Reglamento CIRSOC 201-05 ha establecido resistencias mínimas y relaciones  $a/mc$  máximas, para los diferentes grados de exposición y, para la mayoría de ellos, un valor límite del ensayo de succión, que se relaciona con la estructura de poros del material (ver Tabla 4.19).

Finalmente, en la actualidad los reglamentos van evolucionando en el tratamiento de los conceptos de durabilidad y vida en servicio, y el diseño por durabilidad es uno de los temas de investigación de mayor impacto, con aplicaciones prácticas en obras de gran envergadura. Como ejemplo de esta tendencia se puede mencionar la norma europea EN 206, aprobada en 1997, que plantean un método de diseño prestacional por durabilidad. También, la Instrucción española EHE-2008 (Anejo 9) y las normas portuguesas LNEC E464 y LNEC E465 (Marques, 2013), propone modelos para el cálculo de la vida útil estimada para estructuras sometidas al ataque de cloruros o al proceso de carbonatación. Entonces, dado el conocimiento alcanzado, la calificación del hormigón por resistencia no resulta suficiente, y en la bibliografía aparecen clasificaciones del hormigón de acuerdo con los mecanismos más comunes de transporte de los iones agresivos (Ho, 1986; Helene, 1993; DURAR, 2000; Giovambattista, 2001). A modo de ejemplo, en la Tabla 4.20 se clasifican los hormigones según el coeficiente de carbonatación, y en la Tabla 4.21, la clasificación se basa en el coeficiente de difusión de los cloruros en atmósfera marina.

**Tabla 4.19:** Requisitos de durabilidad a cumplir por los hormigones en función del tipo de exposición de la estructura (CIRSOC 201-05).

Requisitos	Tipos de exposición de las estructuras, (ver Anexo del Capítulo 1)									
	Que produce corrosión armaduras					Distinta a corrosión de armaduras				
	A 1	A 2	A 3 y M 1	C L y M 2	M 3	C 1 <sup>(2)</sup>	C 2 <sup>(2)</sup>	Q 1	Q 2	Q 3 <sup>(3)</sup>
a) Relación $a/c$ máxima <sup>(1)</sup>										
Hormigón simple	0,60	0,50	0,50	0,45	0,45	0,45	0,40	0,50	0,45	0,40
Hormigón armado	0,60	0,50	0,50	0,45	0,40	0,45	0,40	0,50	0,45	0,40
Hormigón pretensado										
b) $f'_{c\ min}$ (MPa)										
Hormigón simple	----	----	----	30	35	30	35	30	35	40
Hormigón armado	20	25	30	35	40	30	35	30	35	40
Hormigón pretensado	25	30	35	40	45	30	35	35	40	45
Penetración de agua o succión capilar	no	si	si	i	si	si	si	Si	si	si

(1) Cuando se use cemento portland más una o varias adiciones minerales activas incorporadas directamente en planta elaboradora, se podrá reemplazar la relación agua/cemento, por la relación agua/ material cementíceo  $[a/(c+x)]$ , que tenga en cuenta la suma del cemento portland (c) y la cantidad de la adición mineral (x), cuando se trate de puzolanas según Norma IRAM 1668:1968 o de escorias según Norma IRAM 1667:1990.

(2) Debe incorporarse intencionalmente aire.

(3) Cuando corresponda se debe proteger a la estructura.

**Tabla 4.20:** Clasificación del hormigón, en base al coeficiente de carbonatación (DURAR, 2000).

Clasificación del hormigón	Coeficiente de carbonatación (mm . año <sup>-1/2</sup> )	Resistencia característica (MPa)	Profundidad carbonatada probable a 50 años (mm)
Durable	≤ 3	> 35	20
Normal	3 a 6	20 a 35	40
Deficiente	≥ 6	< 20	60

**Tabla 4.21:** Clasificación del hormigón en base al coeficiente de difusión de cloruros para atmósfera marina o industrial (Helene, 1993).

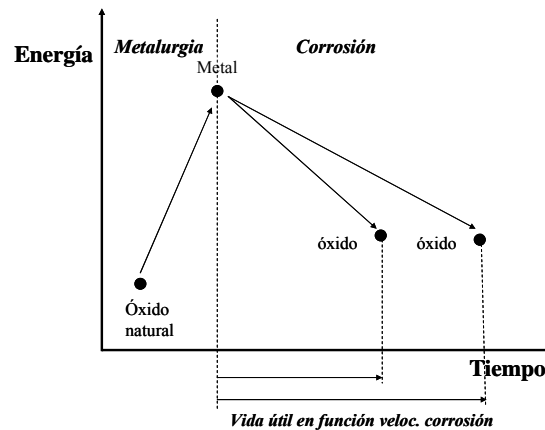
Clasificación del hormigón	Coeficiente de difusión de cloruros (m <sup>2</sup> /s)	Profundidad de ingreso de cloruros, en mm (*)		Otras características del hormigón		
		15 años	50 años	$f_{ck}$ (MPa)	$a/c$	Cemento
Excelente	< 5.10 <sup>-13</sup>	---	---	> 55	< 0,38	Con adiciones
Durable	5 a 40.10 <sup>-13</sup>	11	20	> 35	< 0,48	> 400 kg/m <sup>3</sup>
Normal	40 a 90.10 <sup>-13</sup>	31	57	20 a 35	0,48 - 0,68	280 a 400 kg/m <sup>3</sup>
Deficiente	> 90.10 <sup>-13</sup>	78	142	< 20	> 0,68	< 280 kg/m <sup>3</sup>
		22	40			
		132	241			

(\*) el primer valor corresponde a un umbral de cloruros de 0,30 % en peso del cemento, y el segundo, a un umbral de 0,08%

#### 4.7.1.- Corrosión de las Armaduras de Refuerzo

La corrosión de los metales puede ser considerada como el proceso inverso de la metalurgia extractiva, dado que la mayoría de los metales existen en la naturaleza en estado combinado, por ejemplo, como óxidos, sulfatos, carbonatos o silicatos. En estos estados, la energía de Gibbs de los metales es más baja que en el estado metálico y, por eso hay una tendencia espontánea de los metales a reaccionar químicamente para formar compuestos, retornando a un estado de mayor estabilidad. La velocidad de regreso del metal a su estado natural como mineral es directamente proporcional a la cantidad de energía almacenada por él mismo. En el caso de las armaduras, la velocidad de la corrosión influirá sobre la vida útil de la estructura que las incluya (Figura 4.32).

Los diagramas de Pourbaix nos dan idea del estado en el que se encuentran los metales y disoluciones, en función de los cambios en el  $pH$  y el potencial. Pero, sólo ofrecen una descripción termodinámica del sistema metal/solución, sin permitir la predicción de las velocidades de reacción. Se los emplea para conocer la dirección espontánea de las reacciones, o estimar los estados de equilibrio a los que atienden, o predecir los cambios ambientales que pueden evitar o reducir la corrosión.



**Figura 4.32:** Esquema simplificado de la velocidad de corrosión de los metales.

El medio ambiente se caracteriza a través de la atmósfera donde se ubica la estructura de hormigón. Las atmósferas se pueden clasificar en cuatro grupos, de acuerdo con la velocidad de deposición del dióxido de azufre: “*rural*” (10-30 mg/m<sup>2</sup>.día), “*urbana*” (30-100 mg/m<sup>2</sup>.día), “*industrial*” (>100 mg/m<sup>2</sup>.día), y “*marina*” (en función de la deposición de cloruros) (Traversa, 2001). Una quinta atmósfera, viciada, comprende a aquellas regiones cerradas con baja tasa de renovación de aire, con una alta concentración de gases agresivos para las armaduras de hormigón, como son los desagües cloacales. Por otra parte, la norma ISO 9223 clasifica la corrosividad de las atmósferas en cinco categorías, basándose en la velocidad de corrosión de chapas de acero expuestas a la atmósfera, durante un año y 20 años (Norma ISO 9223-1992).

**Tabla 4.22:** Pérdidas en peso de aceros expuestos a distintas atmósferas.

País	Localidad	Atmósfera	Pérdida relativa
Egipto	Khartoum	Rural (desértica)	1
Suecia	Abisco	Rural (ártica)	3
Nigeria	Aro	Rural (tropical)	8
Irán	Basrah	Rural (semidesértica)	9
USA	State Collage, Pa	Rural	25
Alemania	Berlin	Urbana	32
USA	Kure Beach, N.C.	Marina	38
Inglaterra	Caishot	Marina	41
Sudáfrica	Congellia	Marina	50
Escocia	Motherwell	Industrial	55
Inglaterra	Sheffield	Industrial	78
Inglaterra	Frodigham	Industrial	100

En la Tabla 4.22 se indican diferentes atmósferas correspondientes a diferentes ciudades del mundo, y se efectúa una valoración relativa de su agresividad tomando como referencia, las pérdidas que se producen en una atmósfera rural desértica (Traversa, 2001). De dicha tabla se puede destacar que las atmósferas industriales, generadas por la actividad humana, resultan más agresivas para las estructuras de hormigón, que las atmósferas marinas; y ambas se encuentran alejadas en varias órdenes de magnitud respecto a la atmósfera rural. Esta valoración de las atmósferas se encuentra directamente relacionada con las precauciones que se deben tomar al diseñar una estructura de hormigón armado, y sobre la vida útil de las estructuras que se encuentren expuestas a las diferentes atmósferas.

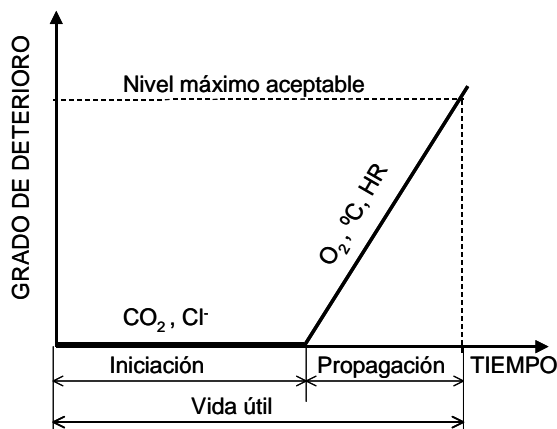
En el Reglamento CIRSOC 201-05 (especificación prescriptiva avanzada) se establecen dos tipos de exposiciones, una general que produce la degradación de la estructura por corrosión de sus armaduras, y otra, específica, donde la degradación se debe a procesos diferentes a la corrosión de armaduras. En este último grupo se incluyen las acciones de congelación y deshielo y el ataque químico por sustancias contenidas en los suelos y aguas en contacto con la estructura. Una estructura o un conjunto de elementos estructurales estarán sometidos a una clase general de exposición y a ninguna o a una clase específica de exposición (ver Anexo 1, Capítulo 2).

El aspecto económico de la corrosión, relacionado con trabajos de reparación o reemplazo, no resulta insignificante y trae aparejado el mayor consumo de materiales no renovables, de energía y la contaminación derivada a la industrialización de los materiales de construcción. No siempre se cuenta con relevamientos exhaustivos del estado de las estructuras, especialmente las de orden público, para cuantificar inversiones o efectuar programas de reparaciones. Los problemas de corrosión en estructuras de infraestructura relevados por el Instituto Mexicano del Transporte, debidos por penetración de cloruros, por carbonatación o ambos, no se presentan en igual proporción en todas las estructuras. La Tabla 4.23 muestra el grado de daño de 6065 puentes de la Red Federal de Carreteras, donde los porcentajes correspondientes a baja prioridad se encuentra aproximadamente un 32 % (López Celis, 2006). En nuestro país, un estudio sobre el estado de puentes carreteros de la Provincia de Buenos Aires, que abarca 28 puentes elegidos al azar, 22 en ambiente rural y 6 en ambiente marino, muestra que un 30 % no presenta patologías visibles. Sin embargo, la corrosión de armaduras en elementos estructurales visibles cobra una importancia significativa, llegando a valores del 50 % en ambientes no agresivos, y alcanza un 83 % en ambientes con cloruros (Traversa, 2006). Por otra parte, un informe del ASCE (*Report card for America's infrastructure*. American Society of Civil Engineers) reporta que para "poner la infraestructura de los Estados Unidos en un muy buen estado" será necesario invertir 2,2 billones de dólares, en 5 años, y subraya la necesidad urgente de realizar investigaciones dedicadas a obtener hormigones más duraderos y libres de mantenimiento (Shi, 2012).

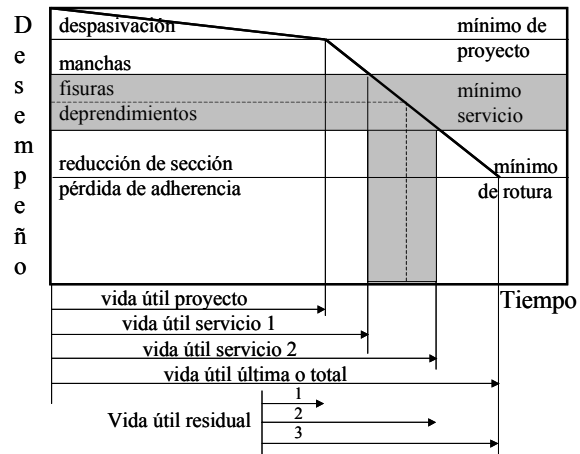
**Tabla 4.23:** Reporte de daños en puentes de la Red Federal de Carreteras, Instituto Mexicano del Transporte (López Celis, 2006).

<b>Puentes prioritarios por corrosión</b>		
<b>Prioridad</b>	<b>Por penetración de cloruros</b>	<b>Por carbonatación</b>
Alta	330 (5,4 %)	395 (6,5 %)
Media	3604 (59,4 %)	3951 (65,1)
Baja	2131 (35,2 %)	1719 (28,4)

El modelo simplificado de deterioro del acero en el hormigón propuesto por Tutti (Figura 4.33), es una herramienta ampliamente aceptada para asegurar una determinada vida útil. El modelo involucra dos etapas bien diferenciadas: a) “*de iniciación*” durante la cual la velocidad de deterioro es lenta y b) “*de propagación*” durante la cual los procesos se aceleran sensiblemente (Tutti, 1982). Es razonable asumir la hipótesis que el período de iniciación está gobernado por fenómenos de transporte de materia, entre ellos Cl<sup>-</sup> y CO<sub>2</sub>, desde el ambiente hacia el hormigón, hasta concentrarse en cantidad suficiente para provocar la activación de las armaduras. En estructuras de hormigón armado, el hormigón le brinda al acero una protección física (barrera que lo separa del medio) y una protección química (capa pasivante). Para incrementar la vida útil se debe intervenir en las variables que controlan el período de iniciación, para que el mismo se incremente, ya que el período de propagación tiene una velocidad de deterioro alta.



**Figura 4.33:** Modelo simplificado de deterioro del acero en el hormigón.



**Figura 4.34:** Vida útil de una estructura en función del proceso de corrosión de armaduras.

El proceso de degradación de una estructura de hormigón armado planteado en la Figura 4.34, permite establecer tres definiciones de vida útil, la primera es cuando la armadura se despasiva, corresponde al periodo de iniciación y es la vida útil del proyecto. La vida útil de servicio o de utilización se puede considerar hasta el momento en que aparecen manchas o fisuras, y puede ser muy variable. La vida útil total es el periodo de tiempo hasta el que se producen roturas o el colapso parcial o total de la estructura. A partir de cualquier momento de la vida de la estructura, se pueden establecer tres vidas residuales, de acuerdo con la vida útil de servicio que definamos (Helene, 1997).

La vida útil depende del tipo de estructura, p.e., para una estructura off-shore puede ser de 30 años, para estructuras normales es de 50 años, y para puentes y túneles se toman 100 años. El CIRSOC 201-05 no establece claramente cuando finaliza la vida útil, la que depende si la corrosión es uniforme o por picado. Algunos criterios para determinarla pueden ser los siguientes:

- cuando se alcanza la concentración de cloruros que inicia la corrosión (umbral) o cuando el frente de carbonatación llega a la armadura (fin del periodo de iniciación).
- cuando se alcanza una pérdida de un % de la sección de la armadura (p.e., 10 %).
- cuando se alcanza una determinada densidad de corriente de corrosión (p.e. 0,2  $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ ) en las armaduras.
- aparición de fisuras/desprendimientos.
- flexión de las vigas.
- colapso bajo carga de servicio.

La corrosión del acero es la interacción destructiva del ambiente sobre el material, sea por reacción química o electroquímica. Puede ser por oxidación o corrosión propiamente dicha. La oxidación es una reacción gas-metal, con la formación de óxidos a temperatura ambiente lentamente, pero a 900 °C es una reacción fuerte. En cambio la corrosión propiamente dicha es de naturaleza electroquímica y ocurre en un medio acuoso ( $\text{HR} > 60\%$ ). El agua siempre está presente en el hormigón endurecido, y en la mayoría de los casos en cantidad suficiente para actuar como electrolito, especialmente cuando está expuesto a la intemperie en zonas húmedas. La cantidad de agua presente, puede ser de 70, 95 y 140  $\text{kg}/\text{m}^3$ , para humedades de equilibrio de 3, 4 y 6 %, que a su vez se corresponden con humedades relativas ambiente de 40, 70 y 98 %, respectivamente, para un hormigón con relación  $a/c = 0,60$  (Helene, 1993). En el hormigón armado se pueden formar pilas o cadenas de pilas conectadas en serie (Figura 4.35) que son las que movilizan los procesos corrosivos de las armaduras.

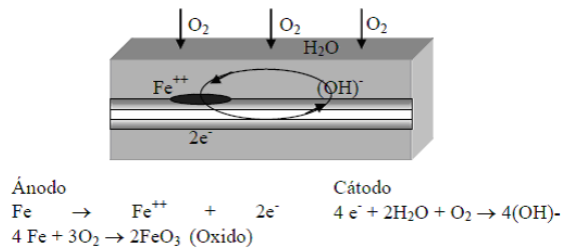
La corrosión de las armaduras está relacionada con la despasivación del acero, por un proceso electroquímico resultante de las variaciones del medio químico, sobre las distintas interfaces hormigón/acero y de las diferencias metalúrgicas y mecánicas del metal. Estas variaciones originan gradientes de potencial, con flujo de corrientes eléctricas que forman zonas anódicas y catódicas que constituyen las celdas de corrosión. Existen diversos factores que influyen la cinética del proceso de corrosión, los principales son : la existencia entre dos zonas de las barras de acero de un gradiente de humedad o de aireación, concentración salina, tensiones en las barras, fisuración en el hormigón, etc.. La capa pasiva de óxidos que protege a las armaduras se destruye en el hormigón con un  $pH < 10-11$  por la acción de la carbonatación que disminuye el  $pH$  a 9. El Manual DURAR indica (Tabla 4.24) las condiciones para que exista o no corrosión en las armaduras (DURAR, 1997).

**Tabla 4.24:** Condiciones para que exista o no corrosión de armaduras.

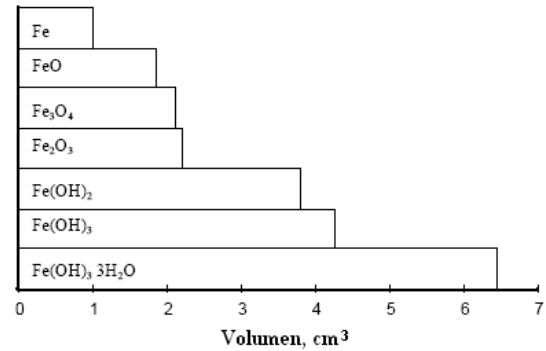
<b>PARA QUE HAYA CORROSION</b>	
<b>Si el <math>pH &lt; 8,0</math></b>	<b>Si el <math>pH &gt; 8,0</math></b>
Oxígeno Agua	Oxígeno Agua Cloruros
<b>PARA QUE NO HAYA CORROSION</b>	
Mantenga fuera del hormigón armado alguna de las siguientes opciones:	Coloque en el hormigón armado alguna de las siguientes opciones:
- Oxígeno - Agua - Cloruros	- Iones hidróxilos - Potencial negativo sobre el acero - Iones ferrosos - Inhibidor

Los productos de la corrosión del acero son óxidos e hidróxidos de hierro, y para que la pila se forme es necesario que existan un electrolito (solución acuosa de los poros del hormigón), una diferencia de potencial, oxígeno y también pueden existir agentes agresivos. La pila se forma con un ánodo (productor de electrones), un cátodo (donde se produce la reducción), los mismos están en un conductor metálico (barras de acero). La reacción anódica es la disolución del hierro y la reacción catódica para medios neutros o alcalinos, se produce cuando se consumen los electrones y se reduce el oxígeno. En la superficie de la barra de acero, las áreas que actúan como ánodo y cátodo pueden estar muy próximas (micropila), a distancias medianas (macropilas) e incluso a distancias relativamente grandes (Bermúdez Odriozola, 2007).

Los productos de oxidación tienen de 2 a 6 veces el volumen del acero original (Figura 4.36) por ello generan tensiones de tracción en la zona aledaña a las armaduras, y posteriormente, pueden provocar la fisuración del hormigón. Los productos de corrosión formados, se distribuyen sobre la superficie del acero, en dos capas: una interna compacta, densa y adherente (formada principalmente por magnetita, en forma de láminas), y una exterior más porosa, menos adherente (formada por goetita con diferentes grados de cristalinidad y lepidocrocita en forma de agujas). La lepidocrocita tiene un color verdoso.



**Figura 4.35:** Pila de corrosión en hormigón armado.



**Figura 4.36:** Volumen de óxido e hidróxidos de hierro, respecto al volumen de hierro corroído.

El tipo de productos de corrosión formados puede afectar a la velocidad de corrosión de un modo tal que, por ejemplo, productos densos como la magnetita ( $\text{Fe}_3\text{O}_4$ ) pueden cubrir y rellenar las fisuras, incrementando la resistencia al ingreso de los iones cloruro y oxígeno disuelto, que otros de menor densidad como la goetita ( $\alpha\text{-FeOOH}$ ) o hematita ( $\alpha\text{-Fe}_2\text{O}_3$ ). Los compuestos más solubles en agua, pueden percolar por los poros capilares, y disminuir las tensiones internas del hormigón. Por ejemplo, la lepidocrocita ( $\gamma\text{-FeOOH}$ ) es muy soluble en agua, y es expansiva como la akaganeita ( $\beta\text{-FeOOH}$ ) y la goetita ( $\alpha\text{-FeOOH}$ ). En cambio, la magnetita ( $\text{Fe}_3\text{O}_4$ ) y la hematita ( $\text{Fe}_2\text{O}_3$ ) son menos expansivas. El orden de solubilidad es, de mayor a menor: akaganeita, ferrihidrita, lepidocrocita, maghemita, goetita y hematita (Aveldaño, 2006).

Experiencias realizadas por Cascudo y Helene, para evaluar el efecto de los productos de corrosión sobre el comportamiento mecánico del hormigón de recubrimiento, mostraron que para la durabilidad y la vida útil del hormigón armado, asociadas a la formación de fisuras, no solo importa la velocidad de corrosión o el espesor de recubrimiento, sino también, en forma muy significativa, la naturaleza química y mineralógica de los productos que se forman (Cascudo, 1999; Moreno Fernández, 2008). La naturaleza de los productos de corrosión, definen sus características de la expansibilidad y solubilidad, y de este modo afectan a la deformabilidad del hormigón de recubrimiento. El estudio comprendió un rango de relaciones  $a/c$  entre 0,40 y 0,70, con recubrimientos entre 0,5 y 2,5 cm y, la metodología consistió en incorporar cloruros en el agua de amasado (1 – 4 % en masa del cemento, empleando  $\text{CaCl}_2$ ) e induciendo la corrosión por corriente impresa ( $120 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ ). Los productos de corrosión que se forman con un 4 % de cloruros son más solubles que en el caso de utilizar un 1 %, que generan menores deformaciones. Los niveles de deformación para que se produzcan fisuras en hormigones con relación  $a/c = 0,70$  son aproximadamente dos veces mayores al de los hormigones con una relación  $a/c = 0,40$  (Cascudo, 1999).

Otros estudios (Suda, 1993), diseñados para analizar los productos de corrosión que se forman sobre las barras de acero embebidos en el hormigón, durante 5 años expuestos en ambiente marino, mostraron que el 30 % de óxidos formados fueron compuestos cristalinos (magnetita, goetita y lepidocrocita). En el caso de armaduras sin recubrimiento, estos compuestos eran un 45 %. Pudieron detectar también, material amorfo y otras fases cristalinas desorganizadas. Además, se determinó que el incremento de volumen de los óxidos, estaba comprendido entre 2,9 y 3,2 veces el volumen de acero. En otra bibliografía, también se recomienda valores similares para el incremento de volumen de óxidos, de 2 a 3, dado que representan valores más realistas para la mayor parte de las situaciones (Jamali, 2013). Este resultado muestra que no siempre es adecuado utilizar valores expansión de los óxidos de 6-7 veces, en los modelos para predecir la vida en servicio.

Los hormigones con menor porosidad, tuvieron un tiempo menor de fisuración, es decir, una menor vida útil, respecto a otro hormigón de mayor relación  $a/c$ , manteniendo constante en los dos casos a velocidad de corrosión. Este comportamiento se asocia a que los productos de hidratación tienen una menor cantidad de espacio para acomodarse, generando una mayor tensión interna del hormigón.

Los estudios de caracterización de los productos de corrosión, se basan en experiencias donde se analizan muestras extraídas de la interfase “acero-hormigón”. Estos resultados pueden diferir de los productos existentes en estructuras reales, dado que los compuestos pueden alterarse y sufrir cambios en la preparación de las muestras. Marcotte realizó experiencias sobre probetas de hormigón armado con diferentes relaciones  $a/c$ . En el caso de hormigones con relación  $a/c = 0,54$  (33 MPa), los productos formados fueron goetita, hematita, lepidocrocita, magemita y magnetita. En el hormigón con relación  $a/c = 0,41$  (42 MPa), akaganeita, goetita y magnetita. En las probetas con hormigón de relación  $a/c = 0,27$  (77 MPa), akaganeita y goetita y, finalmente, para hormigones que incluían humos de sílice ( $a/c = 0,20$  y con 83 MPa), solamente magnetita (Marcotte, 2001). Otro estudio sobre los productos de corrosión formados sobre acero embebido en hormigón, expuesto a ambientes marino e industrial (simulados), empleando un hormigón de relación  $a/c = 0,55$  (23 MPa), tuvo resultados similares. Se encontró en los distintos ambientes lepidocrocita, goetita y magnetita, y en ambientes contaminados con cloruros se encuentra la presencia de akaganeita (Villarroel, 2007).

Por razones de durabilidad, el ancho de fisuras debido a la acción de las cargas actuantes se limita en algunos reglamentos de acuerdo con el medio de exposición, a valores de 0,40, 0,15 y 0,10 mm, para ambientes secos, con agua de mar o para estructuras de retención de agua, respectivamente (ACI 224, 2002; EHE, 1998). En otros casos la fisuración se controla especificando flechas máximas y alturas mínimas de vigas (CIRSOC 201-05; ACI 318, 2002; CEB-FIP, 1990). Se considera que la limitación del ancho de fisura por la durabilidad genera controversias, en cuanto que las fisuras aceleran la corrosión y aquellas menores de 0,40 mm se sellarán con hidróxido de calcio o con productos de corrosión.

En cambio, las fisuras originadas por corrosión muestran el avance de la disolución del acero. Al comienzo, el proceso no muestra signos exteriores ya que estos productos llenan los vacíos del hormigón, luego se manifiestan manchas de óxido, seguidas más tarde por la aparición y crecimiento de las fisuras. Cuando las fisuras alcanzan cierto ancho los agentes agresivos y los productos de corrosión se mueven libremente. Finalmente, la fisuración lleva a un estado de deterioro donde se desprenden trozos del material del recubrimiento de las armaduras. Por otra parte, las propiedades mecánicas y durables del hormigón dependen del grado de hidratación del material cementíceo, que varía con la temperatura, la humedad relativa y el viento. Entonces, la corrosión del acero se verá afectada por el tipo de curado (que modifica la permeabilidad del hormigón), la composición del hormigón, y la agresividad del medio, entre otros parámetros.

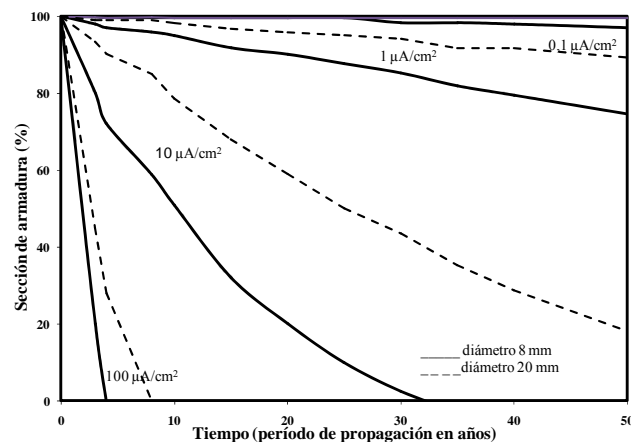
El proceso de corrosión del acero de refuerzo está gobernado por factores externos como son la presencia de oxígeno, agua, tipo y cantidad de agentes agresivos que definen el ambiente de exposición; y factores internos, como el tipo de acero, la estructura del hormigón de recubrimiento, etc. Para que se produzca la corrosión de las barras de acero dentro del hormigón, se puede dar cuando se reduce la alcalinidad (por ingreso del dióxido de carbono y otra sustancia ácida o lixiviación de sustancias alcalinas del hormigón) o por acción electroquímica ante la presencia de cloruros (junto al oxígeno y el agua). Ante la ausencia de oxígeno y humedad, no es posible que se desarrollen las reacciones anódicas y catódicas, que se pueden ver en la Figura 4.35. La velocidad de corrosión no depende sólo de la cantidad de cloruros que llegan a la superficie, sino también de la disponibilidad de oxígeno disuelto, que es el que en definitiva se reduce originando la disolución del metal.



El dióxido de carbono y los cloruros son los principales agentes que atacan a las armaduras, en cambio, los ácidos que afectan al hormigón contribuyen a disminuir el  $pH$ , con el riesgo de despasivar las armaduras. El acero en el interior del hormigón se encuentra generalmente en condición pasiva, y cuando se lo emplea en estructuras en contacto con el agua de mar o sales de deshielo, los cloruros se difunden hacia la zona de armaduras, provocando la ruptura de la capa pasiva de protección del acero. Es así como el acero se oxida y delamina. Si la carbonatación del hormigón llega hasta el nivel de la barra de acero, el ambiente baja su  $pH$  y el acero deja de estar pasivo y comienza a corroerse. La velocidad de corrosión debido a la carbonatación, es más lenta que la inducida por cloruros, no obstante los óxidos generados en ambientes alcalinos tienen una mayor consistencia, esto origina que a largo plazo, con un mismo porcentaje de pérdida de las armaduras, que otras barras atacadas por cloruros, la fisuración sea mayor (Aveldaño, 2011). También, los sulfatos y la RAS afectan al hormigón, inicialmente, y después a las armaduras, ante un eventual proceso de fisuración del recubrimiento.

En la Figura 4.37 se representa la pérdida teórica de sección de barras de acero (de 8 y 20 mm de diámetro), considerando una corrosión uniforme, en función de la velocidad de corrosión (Andrade, 1994). Para velocidades elevadas en un período de 20-30 años, la pérdida de sección resulta elevada.

Existen métodos para medir la corriente de corrosión en las armaduras de las estructuras in-situ (Durar, 1997). La corriente es proporcional a la pérdida de sección de la armadura y de acuerdo a la intensidad se puede estimar la velocidad de corrosión y el daño de la estructura (Tabla 4.25) (Clear, 1989; Villagrán, 2012).



**Figura 4.37:** Variación de la sección de la armadura en función de la densidad de corriente de corrosión.

Es interesante comentar que en el Model Code 2010 (Model Code, 2010) se introduce la consideración de un nuevo aspecto importante, el tiempo como parámetro de diseño. Esto quiere decir que en el futuro las estructuras deberían ser diseñadas para la seguridad estructural y su utilidad para un número definido de años (especifica vidas en servicio de 100 años o más para estructuras de gran importancia, p.e., edificios monumentales, grandes puentes, y otras especiales o importantes estructuras). Esto muestra la alta importancia que es atribuida a la durabilidad, la inspección, el mantenimiento y la reparación, desde el estado del diseño. Este pensamiento del ciclo de vida es reflejado por la estructuración del documento. Es innegable que la durabilidad es no sólo una cuestión de durabilidad de los materiales, sino también de un buen diseño conceptual, una dirección técnica de buena calidad (en la etapa de construcción), un mantenimiento adecuado, una inspección planificada, y del uso de materiales apropiados. Además, permite el empleo de hormigones de resistencia característica hasta 120 MPa.

**Tabla 4.25:** Período esperable de tiempo en función de la densidad de corriente.

$i_{corr}$ ( $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ )	Velocidad (Durar, 1997)	Interpretación en estructuras AASHTO (Clear, 1989)
0,1	Despreciable	Sin daño esperable
0,2	Baja	
0,5	Moderada	Daño esperable en 10-15 años
1,0	Alta	Daño esperable en 2-10 años
10,0		Daño esperable en menos de 2 años

#### 4.7.1.2.- Influencia del tipo de acero sobre el desarrollo de las reacciones de corrosión

Los efectos de la corrosión sobre las armaduras se manifiestan por la pérdida de sección y la variación de las propiedades mecánicas relacionadas con la ductilidad (que permite redistribuir los efectos de las acciones, cuando en una sección se alcanza su máxima capacidad portante, otra puede asumir más carga) (Cobo, 2011). Las características del acero, en cuanto a composición y tratamiento influyen sobre su comportamiento frente a agentes agresivos cuando se encuentran embebidos en el hormigón. Se pueden considerar que algunos son más sensibles que otros. Dentro de los clasificados como *sensibles* se encuentran los aceros con diámetro menores o iguales a 4 mm, o tratados de cualquier diámetro, excepto los templados o deformados en frío con tensiones permanentes mayores a 400 MPa. Como *ligeramente sensibles* se considera a cualquier tipo de aceros distinto a los mencionados como sensibles, por ejemplo aceros lisos sin tratamiento mecánico.

Otra alternativa con buenos resultados sobre la vida útil de las estructuras, es el empleo de aceros inoxidable, pero en nuestro país es una solución muy costosa y casi no existen antecedentes sobre el empleo de este material. No se debe dejar de mencionar el empleo de aditivos químicos, inhibidores de la corrosión. Estos aditivos son fabricados a base de nitritos, que actúan sobre una película pasiva mejorando su resistencia a la corrosión, por formación de una fuerte barrera para los iones agresivos y también actúan sobre las picaduras (pits) ya formadas, neutralizando su actividad autocatalítica y conduciéndolos a un estado de pasividad (Barbosa, 2005).

Por otra parte, en la Tabla 4.26 se indican los resultados de estudios referidos a determinar la sensibilidad a la corrosión de diferentes tipos de acero (liso, conformado y microaleado), utilizados en distintas épocas en nuestro país como acero para hormigón armado, expuestos a un medio con cloruros. En estas experiencias de laboratorio se simuló, con una solución 0,2M NaOH + 0,4M KOH + Ca(OH)<sub>2</sub>sat + 0,5M NaCl, el medio acuoso de los poros del hormigón. A mayor densidad de corriente de corrosión es mayor el grado de disolución del acero. Los aceros “dulces”, lisos producidos en diferentes épocas, muestran un mejor comportamiento frente a la corrosión, respecto a los conformados de uso actual. Los aceros microaleados con cromo y cobre presentan un comportamiento intermedio, frente al ataque de cloruros (Eperjesi, 2001).

**Tabla 4.26:** Comportamiento comparativo de aceros de construcción diferentes.

Tipo de acero	i corrosión ( $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ )
Conformado de uso actual	28,2
Liso de 40 años de servicio	11,8
Liso de 60 años de servicio	10,8
Liso de 90 años de servicio	12,7
Microaleados con Cu y Cr	19,8

Para analizar la sensibilidad de diferentes tipos de aceros, extraídos de estructuras en servicio frente a la carbonatación se empleó curvas de estado estacionario y voltamperometría cíclica. La solución que se empleó para simular el electrolito contenido en los poros del hormigón fue: 0,2 M NaOH + 0,4 M KOH + hidróxido de calcio saturado ( $pH=14$ ), y se le burbujeó con  $\text{CO}_2$ . Con esta metodología se trabajó con un  $pH$  entre 9,5 y 11,5, los aceros lisos de 90 y 40 años presentaron una microestructura de ferrita y perlita, en cambio los aceros nervurados de 15 años, su estructura básicamente era perlita. Se observó que los picos de corriente, asociados a la disolución del acero nervurado, fueron un orden de magnitud mayor que en el acero liso. El comportamiento observado está directamente relacionado con la microestructura del acero (Martinic, 2006).

#### 4.7.2.- Corrosión por Iones Cloruros

Con el objeto de proteger las armaduras contra la corrosión se establecen los contenidos máximos de cloruros solubles en el hormigón endurecido, aportados por todos los materiales componentes, incluyendo los aditivos y, eventualmente, las adiciones minerales. Dicho contenido se determinará a edades entre 28 y 45 días. Si bien se puede estimar el contenido de cloruros de acuerdo como la sumatoria del aporte proveniente de sus materiales componentes, se debe tener en cuenta que algunos cloruros son fijados durante el proceso de hidratación del cemento. La diferencia entre los valores obtenidos por los dos métodos depende del contenido y tipo de cemento portland utilizado, por lo que no puede indicarse una equivalencia generalizada. Si los valores estimados son menores que los límites indicados en la Tabla 4.27, se puede considerar que los cloruros aportados por los materiales constituyentes, será menor que el establecido por el Reglamento CIRSOC 201-05.

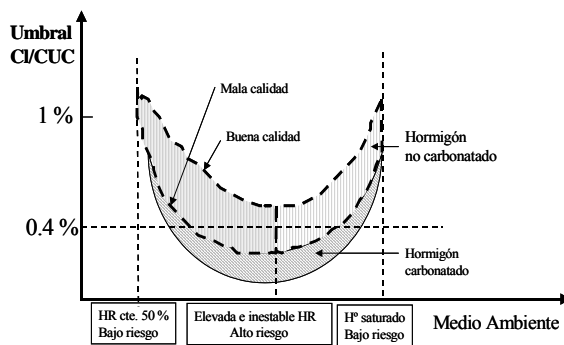
**Tabla 4.27:** Contenido máximo de ión cloruro ( $\text{Cl}^-$ ) en el hormigón endurecido (IRAM 1857).

Hormigón	Condición de exposición en servicio	Contenidos máximos de ión cloruro ( $\text{Cl}^-$ ) 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

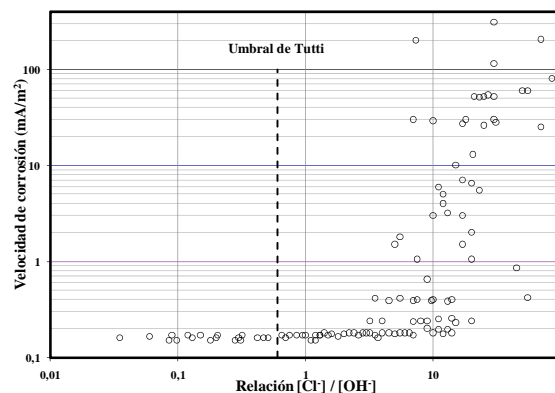
El contenido de cloruros que inicia la despasivación de la armadura se lo denomina "umbral" y generalmente, está referido al contenido unitario de cemento. Los cloruros pueden estar incluidos en el

hormigón desde el momento del mezclado de los materiales componentes o pueden provenir del exterior ingresando por un proceso de difusión, en el estado endurecido. La difusión de los cloruros depende en gran medida de la distribución de los tamaños de poros en la matriz del hormigón, y si la estructura de poros es continuo. Los cloruros que participan del proceso de corrosión son los denominados cloruros libres, en la solución de poros, es decir que no se han combinado con algún compuesto del cemento (los cementos que contienen escoria de alto horno tienden a combinar a los cloruros, con la formación de un cloroaluminato de calcio ( $C_3A \cdot CaCl_2 \cdot 10H_2O$ , denominada sal de Friedel). En general, un valor habitual para el umbral, es de 0,40 % de cloruros en peso del cemento, aunque este umbral depende de la calidad del hormigón (estructura de poros), el tipo de cemento, la humedad relativa del ambiente, la existencia del frente carbonatado, etc. En casos extremos, la baja humedad relativa impide el proceso electroquímico, y si existe saturación de los poros, el riesgo de corrosión es bajo por la falta de oxígeno, siendo en estos casos necesario un umbral más elevado. Los valores reportados del umbral de cloruros, en un estudio que comprende más de 30 experiencias con diferentes metodologías, varían en rangos de 1,24 - 3,08% y entre 0,39 - 1,16 % respecto al peso de cemento, para cloruros totales o cloruros libres, respectivamente (Alonso, 2000). La Figura 4.38 muestra la variación de los valores del contenido crítico de cloruros en función de la calidad del hormigón, y de la humedad relativa del ambiente (Feliú, 1988). Si el umbral se refiere al peso de hormigón está entre 0,05 y 0,07 %. La corrosión por cloruros comienza por ser una corrosión por picado, y con el transcurso del tiempo se incrementa el número de *pits* y se agrandan, hasta llegar a ser una corrosión generalizada (Broomfield, 1997).

Debido al efecto de la carbonatación y al  $pH$ , puede ser más conveniente la definición de la relación  $[Cl^-]/[OH^-]$ , que limitar un contenido de cloruros, debido a que para un mismo contenido de cloruro esta relación se ve modificada por un amplio rango de parámetros. La Figura 4.39 muestra que el riesgo de corrosión se incrementa drásticamente para cierto valor de la relación  $[Cl^-]/[OH^-]$ , aunque se ha encontrado una gran variabilidad para este umbral como consecuencia de la naturaleza estocástica de la iniciación de la corrosión por picado. Por ello, el umbral de cloruro sólo podría ser definido de un modo estadístico. Otro factor que influye significativamente sobre el umbral de cloruro es la disponibilidad de oxígeno en la superficie de acero, que depende del contenido de humedad del hormigón (Bertolini, 2004). Tutti establece como umbral una relación  $[Cl^-]/[OH^-] = 0,6$ , aunque algunos investigadores lo consideran demasiado conservador (Villagrán, 2012). Considerando este umbral entre 0,66 y 1,40, en presencia de burbujas de oxígeno o de aire, respectivamente (Shi, 2012), y en el rango de 1,17 – 3,98, cuando los cloruros se incorporan en el agua de mezclado (Alonso, 2000).



**Figura 4.38:** Umbral de cloruros en función de la calidad del hormigón y la HR (Feliú, 1988).



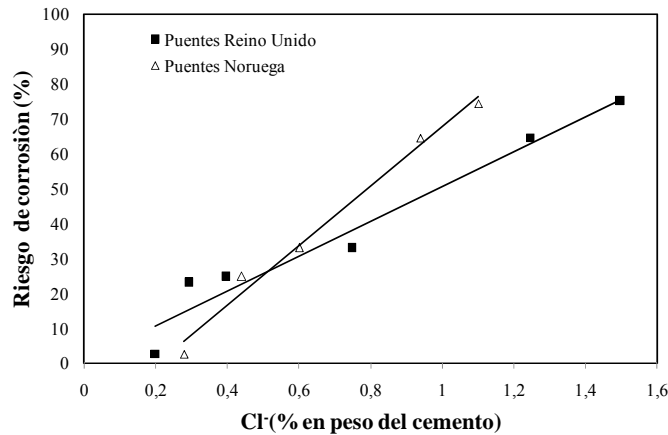
**Figura 4.39:** Velocidad de corrosión en función de la relación molar  $[Cl^-]/[OH^-]$  (Bertolini, 2004).

Bamforth, propuso que un contenido de cloruros menor de 0,40 % está asociado con un riesgo “despreciable” de corrosión, entre 0,4 y 1,0 %, “posible”; entre 1,0 y 2,0 % el riesgo es “probable” y,

mayor del 2,0 %, “*significativo*” (Bermúdez Odriozola, 2007). Por otra parte, experiencias realizadas en Brasil utilizando dos cementos (con filler y con puzolanas), se obtuvo que existe una relación lineal entre el umbral de cloruros de hormigones de obra, expuestos a un ambiente natural marítimo ( $Cl_o$ ), y otros hormigones, sometidos a ciclos de humedecimiento y secado en laboratorio ( $Cl_L$ ), mediante la siguiente expresión (Meira, 2011):

$$Cl_o = 0,786 Cl_L - 0,373 \quad (R^2 = 0,92) \quad (4.18)$$

Otras experiencias basadas en relevamientos de campo, sobre estructuras en servicio, donde se vincula el contenido de cloruros y el riesgo de corrosión, se muestra en la Figura 4.40. Estos datos fueron obtenidos por Vassie (1984) y Fluge (2001), (Villagrán, 2012).



**Figura 4.40:** Relación entre el riesgo de corrosión y el contenido de cloruros (Villagrán, 2012).

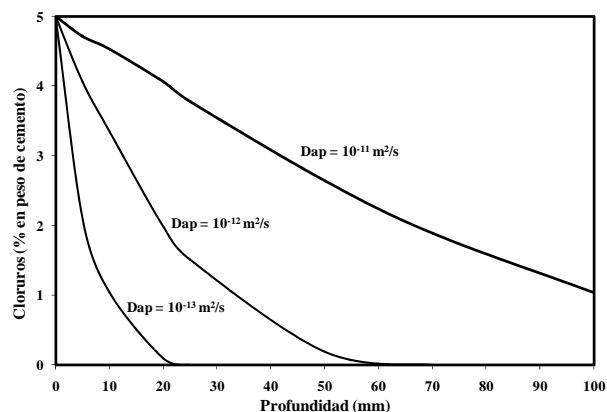
Para calcular la profundidad de penetración de cloruros hacia el interior del hormigón en el tiempo, se emplea en forma relativamente generalizada, una de las soluciones de la segunda Ley de Fick (Ecuación 4.19). El coeficiente de difusión aparente,  $D_{ap}$ , es una característica del material y disminuye con el tiempo debido a los procesos de hidratación del material cementante empleado (cemento portland y adiciones minerales activas) que modifican la porosidad de la pasta (Ecuación 4.20), aunque muchos modelos lo consideran constante (EHE, 2008). Cabe aclarar que se han desarrollado otros modelos y varios tipos de ensayos, por diferentes autores (DuraCrete, 1998; Princigallo, 2012; Villagrán, 2012). En la Figura 4.41, la concentración de cloruros para hormigón de diferentes coeficientes aparente de difusión permite estimar para un umbral de cloruros, la profundidad de penetración para una edad determinada (Bertolini, 2004).

$$C(x,t) = C_s \{1 - erf [x/2 (D_{ap} \cdot t)^{0,5}] \} \quad (4.19)$$

donde:  $C(x,t)$  es la concentración de cloruros a la distancia  $x$ , en el tiempo  $t$ ;  $C_s$  es la concentración superficial de cloruros o carga ambiental;  $x$  es la profundidad alcanzada por los cloruros;  $D_{ap}$  es el coeficiente aparente de difusión;  $t$  es el tiempo de exposición; y  $erf$  es la función error.

$$D_t = D_o (t_o/t)^n \quad (4.20)$$

donde:  $D_t$  es el coeficiente aparente al tiempo  $t$ ,  $D_o$  es el coeficiente aparente al tiempo  $t_o$  y “ $n$ ” es el coeficiente de envejecimiento.



**Figura 4.41:** Perfiles de cloruros en hormigones con diferentes valores del coeficiente aparente de difusión, después de 10 años de exposición (Adaptado de Bertolini, 2004).

Bioubakhsh y Villagrán analizaron varios trabajos, donde se estudió la vinculación entre el coeficiente de difusión efectivo ( $D_s$ ) y la relación  $a/mc$  utilizada en hormigones elaborados con CPN. De ellos se obtuvo una relación empírica, según la Ecuación (4.21) con el fin de predecir la velocidad de transporte de cloruro a partir de la relación  $a/mc$  (Bioubakhsh, 2011; Villagrán, 2012).

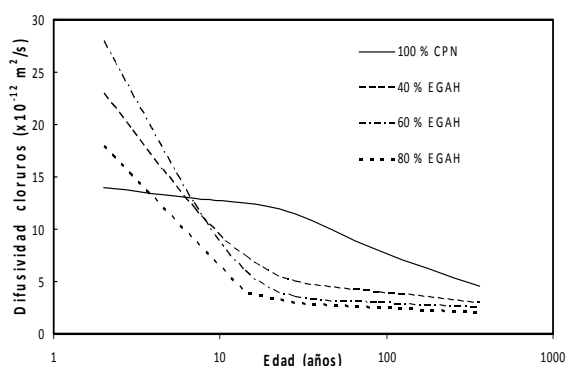
$$D_s \text{ (m}^2\text{/s)} = 0,04 (1166^{mc/a}) 10^{-12} \quad (4.21)$$

Actualmente, se están empleando ensayos de corta edad, en condiciones de difusión natural, para evaluar el comportamiento en servicio de las estructuras. Uno de estos métodos es el ensayo NT Build 443, similar al que plantea la Norma ASTM C 1556, con el que se obtiene el coeficiente de difusión aparente sobre muestras impermeabilizadas que solo dejan libre la cara de moldeo (NT Build 443, 1995). Las probetas se sumergen en una solución saturada de hidróxido de calcio hasta alcanzar un peso constante. Luego, las probetas se sumergen en una solución de cloruro de sodio, con un tiempo mínimo de inmersión de 35 días. Finalmente, se determina el perfil de cloruros y se calcula el coeficiente de difusión en estado no estacionario, en base a la Ley de Fick (Eperjesi, 2012).

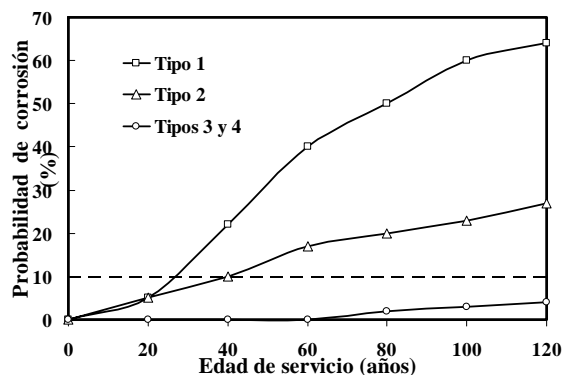
Por otra parte, con el objetivo de mejorar el comportamiento del hormigón armado se han incluido dentro de la mezcla cementícea, adiciones como las escoria de alto horno, el silica-fume, cenizas volantes, arcillas tipo kaolinita, vidrios volcánicos, etc. Para disminuir la probabilidad de corrosión, la pasta de cemento debe ser muy compacta o capaz de fijar los cloruros que ingresan desde el exterior. La fijación de los iones cloruros en la pasta de cemento depende del tipo de cemento empleado y, fundamentalmente, de la cantidad de aluminato tricálcico que posea. También, el ferroaluminato tetracálcico es susceptible de formar cloruros complejos. La combinación de los cloruros puede darse de dos formas: por absorción sobre las paredes sólidas en los poros, o por la reacción química con los aluminatos. Aquellos cloruros que no se encuentran fijados, pueden ser transportados fácilmente hacia el interior del hormigón y tomar contacto con las armaduras.

La escoria de alto horno que está formada por cal, sílice y alúmina, se puede combinar con los cloruros y como resultado se obtiene un cloroaluminato de calcio conocido como sal de Friedel ( $(Ca_2Al(OH)_6(Cl, OH) \cdot 2 H_2O)$ ). Esta capacidad de fijar a los cloruros hace que los cementos con elevado contenido de escoria sean aptos para estructuras expuestas al agua de mar (que posee un 3,5 % en peso de sales solubles y un  $pH$  entre 7,5 y 8,4). En la Figura 4.42 se observa la disminución del coeficiente de difusión de cloruros para diferentes contenidos de escoria. El Reglamento CIRSOC 201-05 especifica cuando el hormigón esté sometido a la acción del agua de mar (ambiente marino), o a la acción de aguas con contenidos de sulfatos y cloruros equivalentes a las del agua de mar, pero provenientes de ambiente

no marino, se deberán utilizar materiales cementíceos que cumplan con las especificaciones para el grado de ataque moderado de sulfatos.



**Figura 4.42:** Efecto de la escoria de alto horno sobre la difusividad de cloruros del hormigón (Gjørnv, 2009).

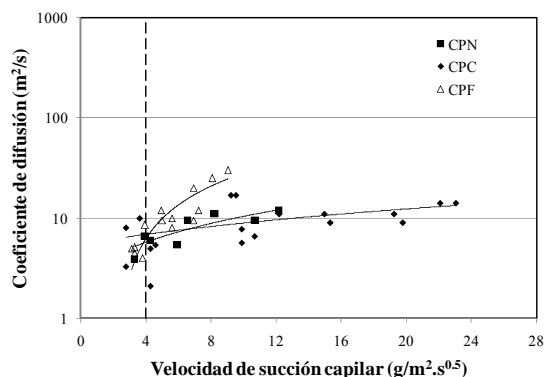


**Figura 4.43:** Efecto del material cementíceo en la probabilidad de corrosión (Gjørnv, 2009).

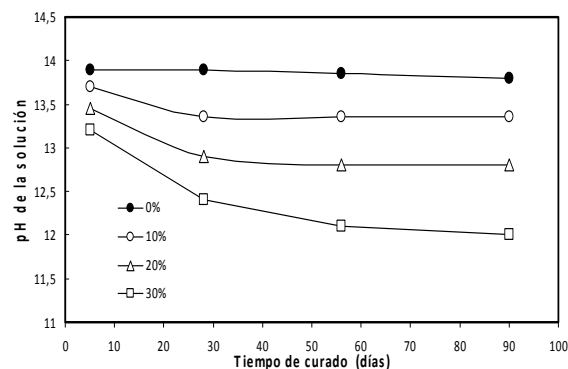
En la Figura 4.43 se muestran los resultados de una experiencia realizada en Noruega (Gjørnv, 2009) con 4 mezclas de hormigón sometidas al ataque de cloruros, donde se cumplieron completamente los requerimientos de durabilidad establecidos por el Código Noruego respecto a la relación  $a/mc$  ( $\leq 0,40$ ) y al contenido de material cementíceo ( $\geq 360 \text{ kg/m}^3$ ). Se observa que a pesar de este cumplimiento, los resultados demuestran claramente la diferencia de probabilidades que se produzca la corrosión para los hormigones en estudio. Para una combinación del cemento portland normal con humos de sílice (Tipo 1) se obtuvo un período de servicio de aproximadamente de 25 años, para alcanzar un 10 % de probabilidad de corrosión. Mientras que con el hormigón con cemento con cenizas de volantes (Tipo 2) aumentaría este período a aproximadamente unos 40 años, y para los cementos con escoria de alto horno (Tipos 3 y 4), el período de servicio sería mayor de 120 años.

En la Figura 4.44, se muestran experiencias realizadas en nuestro país, con cementos Pórtland normal, compuesto y fillerizado, muestran diferentes comportamientos, sobre la relación entre la velocidad de succión capilar (Norma IRAM 1871) y el coeficiente de difusión de cloruros, expuesto a una atmósfera marina (Villagrán, 2012). En este trabajo se concluye que si bien el efecto de la absorción sobre el ingreso de cloruro resulta significativo, en una estructura expuesta en ambiente marino será de principal interés la frecuencia de ciclos de mojado y secado. Esto resulta una diferenciación importante respecto a las condiciones microclimáticas a las que cada superficie de la estructura está expuesta. También, el valor límite de  $4\text{g/m}^2\text{s}^{0,50}$  (establecido por el Reglamento CIRSOC 201-05) resulta sumamente exigente para el grupo de resultados que se presenta.

La alta alcalinidad de los cementos portland normales se debe a la presencia de pequeñas cantidades de NaOH y KOH, aunque la pasta también contiene grandes cantidades de  $\text{Ca}(\text{OH})_2$ , de menor solubilidad que los álcalis. En el caso de reemplazar parte del cemento por una adición mineral activa, la alcalinidad se reduce por el efecto puzolánico. En la Figura 4.45 se muestra la reducción de la alcalinidad de la solución de poros cuando se reemplaza cemento por 10, 20 y 30 % de humos de sílice (Gjørnv, 2009).



**Figura 4.44:** Difusión de cloruros en función de la velocidad de succión capilar (Villagrán, 2012).



**Figura 4.45:** Efecto del reemplazo de cemento por humos de sílice sobre el pH de la solución de poros (Gjorv, 2009).

Por otra parte, el Anejo 9 del EHE-2008, se basa en el modelo Tutti para estimar la vida útil, de estructuras expuestas en ambientes con cloruros. Para el cálculo del período de iniciación se utiliza la ley de la raíz cuadrada del tiempo, y se alcanza el período de propagación cuando se produce una pérdida de sección de la armadura inadmisibles o cuando aparecen fisuras en el recubrimiento de hormigón. Para éste último cálculo se emplea la Ecuación 8.3, que tiene en cuenta el espesor de recubrimiento, el radio de la barra y la velocidad de corrosión, y resulta igual para el cálculo del período de propagación en el caso de carbonatación (EHE, 2008).

Paralelamente a los trabajos teóricos y experimentales desarrollados, también se ha avanzado en la elaboración de modelos para predecir la vida de servicio de estructuras de hormigón armado, expuestas a ambientes con cloruros o para estimar el costo de las estrategias de protección de corrosión. Algunos de estos tipos de modelos están disponibles comercialmente. Aunque los criterios, aproximaciones o enfoques adoptados, varían bastante en cada modelo, y por consiguiente pueden existir discrepancias significativas entre las soluciones resultantes de cada uno de ellos. Como ejemplo, se puede citar que el consorcio constituido por W. R. Grace Construction Products, Master Builders, y Silica Fume Association, desarrolló un programa, a cargo de E. C. Bentz y M. D. A. Thomas, denominado Life-365<sup>TM</sup> - Service Life Prediction Model<sup>TM</sup> (Life-365<sup>TM</sup>, 2012), y el modelo numérico LIFEFPRED desarrollado en el Instituto E. Torroja por el grupo de investigación de la Dra. Andrade, basado en la ley de Fick (Andrade, 2013). LIFEFPRED considera un medio finito debido a la presencia de la armadura y supone importantes variaciones en los resultados si el recubrimiento es pequeño porque los cloruros se acumulan en la superficie de la barra en mayor proporción. El programa además permite introducir el efecto de la temperatura y humedad ambiental, variables.

#### 4.7.3.- Corrosión por Carbonatación

La corrosión originada por el proceso de carbonatación, en nuestro país, comprende aproximadamente al 90 % de los casos; esto es debido en gran medida a que la mayoría de las grandes ciudades no están construidas sobre la costa marítima, y además, en la extensa costa patagónica los vientos dominantes soplan en dirección hacia el mar. La concentración de CO<sub>2</sub> en el aire, puede variar en ambientes rurales de 0,03 a 0,05 %, y en locales con tráfico pesado, entre 0,1 y 1,2 % (Helene, 1993). El hormigón en ambientes con cierta humedad, rodeado de una atmósfera con CO<sub>2</sub>, se expone a un ataque por una solución acuosa ácida que neutraliza la alcalinidad de la pasta de cemento. El avance de



la carbonatación o espesor del recubrimiento ( $d_c$ ) depende de variables relacionadas con el hormigón y con el ambiente, como se indica en la Ecuación 4.22 (CEB, 1997):

$$d_c = \{ 2 \cdot g_1 \cdot g_2 \cdot g_3 \cdot D_c \cdot (D_{ef}/a) \}^{0.5} (t_o/t)^n t^{0.5} \quad (4.22)$$

donde:  $g_1$  es el parámetro del microclima que vincula la humedad media del hormigón;  $g_2$ : es el parámetro que describe el curado;  $g_3$  es el factor que tiene en cuenta la relación  $a/c$  del recubrimiento; “ $n$ ” es el parámetro del microclima, considera el humedecimiento y secado;  $t_o$  es la edad a la que se realizaron las determinaciones;  $t$  es la vida en servicio de diseño;  $a$  es la cantidad de  $\text{CO}_2$  necesaria para completar la carbonatación y  $D_{ef}$  es el coeficiente de difusión efectivo de  $\text{CO}_2$  en el hormigón;  $D_c$  es la diferencia de concentración de  $\text{CO}_2$  entre el frente de carbonatación y el medio inmediato a la superficie.

Cuando en las proximidades del acero el  $pH$  alcanza un valor igual o menor a 11,5 se destruye la capa pasiva protectora, y el proceso de corrosión del acero se inicia. En la práctica se utiliza el indicador de  $pH$  de fenolftaleína, que permite diferenciar tres zonas de  $pH$ , inferior a 8 (se denomina “profundidad de carbonatación”), donde la disolución se torna incolora, entre 8 y 9,5, donde adquiere una tonalidad rosa suave, y mayor de 9,5, donde adquiere un color rojo púrpura intenso. Además, se debe tener en cuenta que otros gases, como el  $\text{SO}_2$  y el  $\text{H}_2\text{S}$ , también pueden contribuir a la reducción del  $pH$  de la solución de poros del hormigón. Si bien, existen varios modelos (de Richarson, de Häkkinen, de Tutti, de Schiessl, de Bakker, de Bunte, del CEB TG V 1+2, de Parrott) sobre el proceso de carbonatación (DuraCrete, 1998), basados en modificaciones a la primera Ley de Fick, en general se considera que la velocidad de carbonatación disminuye con el tiempo, y una fórmula más sencilla que la anterior y ha sido adoptada por la norma EN 206 (EN 206, 1997). Para determinar la profundidad de carbonatación ( $D$ ) en función del tiempo es la siguiente:

$$D = K_c t^{0.50} \quad (4.23)$$

Donde:  $K_c$  es el coeficiente de carbonatación ( $\text{mm/año}^{0.50}$ ) que engloba las variables del hormigón (resistencia mecánica, tipo de cemento, tiempo de curado) y del ambiente (concentración de  $\text{CO}_2$ , temperatura, humedad relativa).  $K_c$  vale 2-6  $\text{mm/año}^{0.50}$  para hormigones de elevada compacidad, 6-9  $\text{mm/año}^{0.50}$  para hormigones de compacidad media, y más de 9  $\text{mm/año}^{0.50}$  para hormigones porosos (Andrade, 1994).

Otra fórmula, para determinar la profundidad de carbonatación ( $D$ , en m) está dada por el modelo de Parrott (Andrade, 1994; Galán García, 2011), basado en el coeficiente de permeabilidad al aire, donde el exponente  $n$  vale 0,5 para HR = 50 %, y puede variar para otros valores de HR. La expresión matemática que lo describe es la siguiente:

$$D = 64 K_o^{0.40} t^n / c^{0.50} \quad (4.24)$$

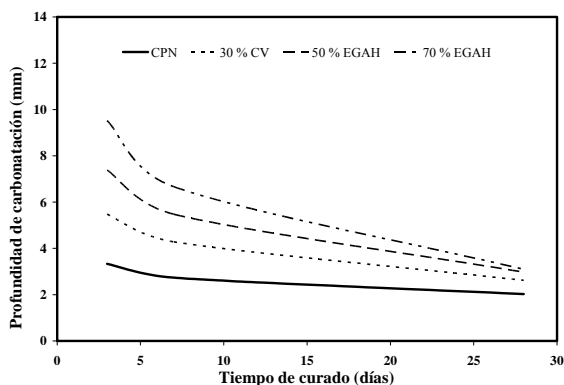
donde:  $K_o$  es el coeficiente de permeabilidad al oxígeno ( $10^{-16} \text{ m}^2$ ),  $t$  es el tiempo (años), y  $c$  es el material alcalino en el hormigón ( $\text{kg CaO/m}^3$  matriz cementícea), es decir, el CaO en la matriz de cemento hidratado que puede reaccionar con el  $\text{CO}_2$  y retrasar su velocidad de penetración.

Basándose en medidas experimentales, Parrott propuso una expresión que relaciona el coeficiente de permeabilidad con el coeficiente de difusión (Ecuación 4.25):

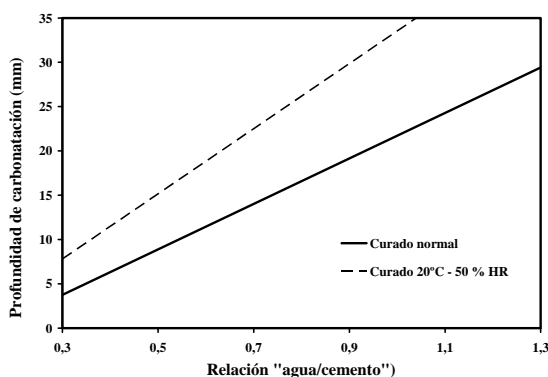
$$D = 2,833 (K_{60})^{0.922} \quad (4.25)$$

La velocidad de carbonatación depende de la relación  $a/c$  (dado que la red de poros constituye el camino de avance del  $\text{CO}_2$  proveniente del exterior), y del tipo de cemento,

aqueellos que al hidratarse generan mayor cantidad de CH, pueden fijar una mayor cantidad de CO<sub>2</sub> (Figura 4.46). Otra variable que influye es el tipo de curado, por ser la carbonatación un proceso que afecta los primeros milímetros superficiales de la estructura, y en aquellas pastas con baja alcalinidad (con cenizas volantes o escoria de alto horno) pueden compensar su baja permeabilidad con un período de curado adecuado (Figura 4.47) (Page, 1992). La corrosión del acero por carbonatación se manifiesta en forma uniforme sobre la superficie del acero.



**Figura 4.46:** Influencia del curado sobre la profundidad de carbonatación con diferentes pastas de cemento (adaptado de Page, 1992).



**Figura 4.47:** Influencia de la relación a/c sobre la profundidad de carbonatación para diferentes curados (adaptado de Page, 1992).

Por otra parte, en el Anejo 9 de la EHE-2008, los espesores de recubrimiento dependen de la resistencia del hormigón, de la clase de exposición, del tipo cemento utilizado y de la vida útil prevista en el proyecto. Esta ecuación, 4.26, se basa en el modelo de Häkkinen (DuraCrete, 1998).

$$K_c = C_{env} C_{air} a (f_{cm})^b \quad (4.26)$$

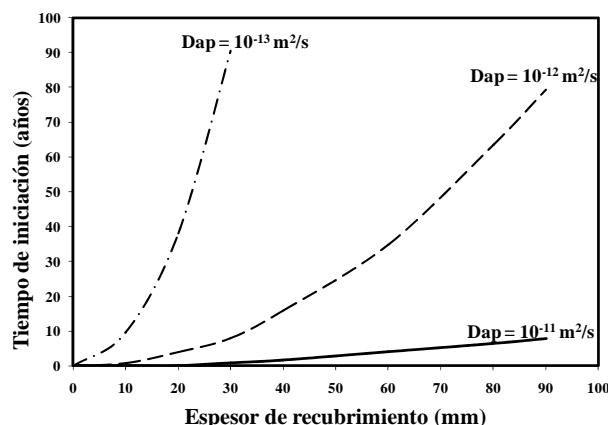
donde:  $f_{cm}$ , resistencia media del hormigón a compresión, en N/mm<sup>2</sup>;  $C_{env}$ , coeficiente de ambiente;  $C_{air}$ , coeficiente de aireantes, contempla el contenido de aire intencionalmente incorporado al hormigón; y  $a$ ,  $b$ , parámetros función del tipo de conglomerante.

#### 4.7.4.- Recubrimiento del Hormigón

El recubrimiento es la distancia más corta entre la superficie externa de un elemento de hormigón y la superficie más cercana del acero de refuerzo. El recubrimiento mínimo de las armaduras es una de las variables más importantes del comportamiento durable de las estructuras, debe asegurar la transmisión de las fuerzas de adherencia, prevenir su descascaramiento, lograr una resistencia adecuada al fuego y la protección del acero contra la corrosión según el medio en el que se encuentre expuesto y de la clase de hormigón empleado. El recubrimiento también es importante desde el punto de vista del agrietamiento por contracción. Frente al ataque de cloruros, si se analiza el peso relativo de las variables de la Ecuación 4.18, se puede deducir que el tiempo de iniciación resulta ser más sensible a la modificación del recubrimiento que a las otras variables. El tiempo de iniciación es proporcional, en el siguiente orden, a (Sagüés, 1996):

- (recubrimiento del hormigón)<sup>2</sup>
- 1/coeficiente de difusión
- 1/(concentración de cloruros en la superficie)<sup>0,50</sup>
- 1/(umbral de cloruros)<sup>0,5</sup>

Es decir, que este modelo le otorga al recubrimiento una gran importancia, ya que si el mismo se duplica, el tiempo de iniciación se cuadruplica. Por otra parte, si bien el umbral de cloruros y el coeficiente aparente de difusión no son constantes en el tiempo, en la Figura 4.48 se muestra la relación del espesor y calidad del recubrimiento sobre el tiempo de iniciación de la corrosión, tomando como constantes las dos variables antes mencionadas (Bertolini, 2004).



**Figura 4.48:** Tiempo de iniciación de la corrosión en función del espesor del recubrimiento y del coeficiente aparente de difusión para  $C_s = 5\%$  y con un umbral de  $1\%$  de cloruros en masa del cemento.

Los valores de los recubrimientos mínimos para la armadura principal deben ser mayor o igual que el diámetro de la barra adoptado. En el caso que la disposición de la armadura, con respecto al encofrado dificulte el llenado de los moldes, se debe adoptar una separación igual o mayor a **1,33 veces** el tamaño máximo del agregado grueso. Los recubrimientos adoptados por el Reglamento CIRSOC 201-05 se establecen para hormigón colocado en obra (no pretensado), para hormigón colocado en obra (pretensado) y para hormigón prefabricado (no pretensado) (Tablas 7.7.1, 7.7.2 y 7.7.3 del CIRSOC 201-05), que son diferentes a los establecidos por el Código ACI 318-02. En nuestro país, normalmente se emplean recubrimientos menores a los especificados por el código norteamericano. Los menores recubrimientos especificados para el hormigón prefabricado se basan en un mayor control de dosificación, colocación y curado del hormigón, inherente al proceso de prefabricación.

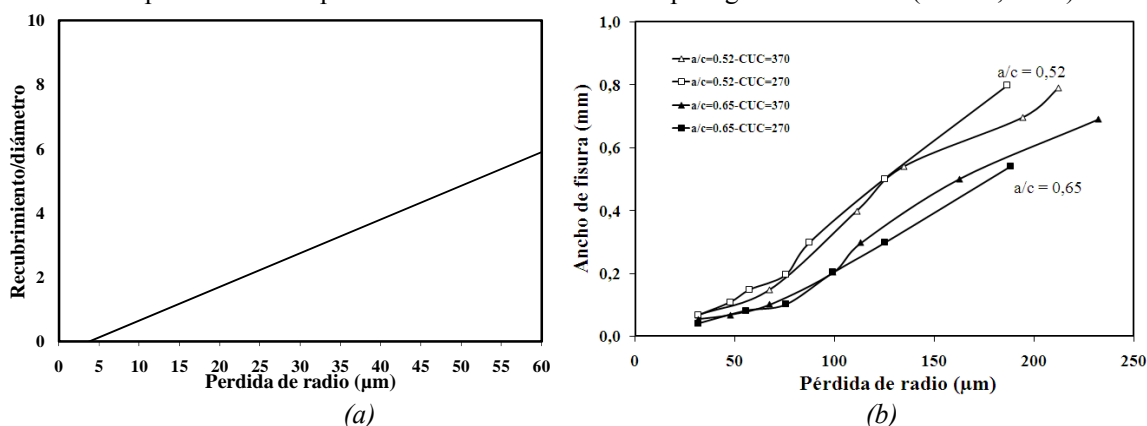
**Tabla 4.28:** Recubrimientos para hormigón de acuerdo con el tipo de exposición.

Ítem	Clase de ambiente		Recubrimiento mínimo
(a)	A 1	No agresiva	Valores de Tablas 7.7.1, 7.7.2 y 7.7.3 del CIRSOC
	A 2	Ambientes normales	
(b)	A 3	Clima cálido y húmedo	Incrementar los valores del ítem (a) en un <b>30 %</b>
	Q 1	Ambientes con agresividad química moderada	
	C 1	Congelación y deshielo, sin sales descongelantes	
(c)	C 2	Congelación y deshielo, con sales descongelantes	Incrementar los valores del ítem (a) en un <b>50 %</b>
	M 2	Ambiente marino, al aire hasta 1 km de la costa o sumergidos	
	M 3	Ambiente marino, zona de fluctuación de mareas	

Si bien el recubrimiento establecido por el Reglamento CIRSOC 201-05, no se encuentra directamente relacionado con la calidad del hormigón (aunque existe la Tabla 4.19 que relaciona el

medio de exposición y la resistencia mínima y la máxima relación  $a/mc$ ) en la Tabla 4.28 se establecen los incrementos de los recubrimientos cuando se pasa de condiciones no agresivas a otras más severas, siendo los valores de incremento entre el 30 y 50 %. De este modo, se vincula la agresividad del medio con el espesor de recubrimiento y la calidad del hormigón.

Por otra parte, se debe tener en cuenta que la fisuración está relacionada con la relación “recubrimiento/diámetro”. En la Figura 4.49.a se indica la pérdida de radio de la barra que provoca la aparición de la primera fisura (ancho = 0,05 mm), para diferentes relaciones “recubrimiento/diámetro” en ensayos acelerados, cuando la relación  $a/c$  fue de 0,52 y la corriente aplicada, de  $100 \mu A/cm^2$ . Se puede observar que en algunos casos para pérdidas de 15  $\mu m$  aparecen fisuras visibles, y para valores habituales de “recubrimiento/diámetro” de 2-3, las fisuras aparecen con pérdidas de 20-30  $\mu m$  (Alonso, 1994). En el mismo trabajo se demostró que el incremento de la relación  $a/c$  (e indirectamente de la porosidad), para un mismo valor de pérdida de acero, retrasa la aparición de la fisura (Figura 4.49.b), a pesar de variar el contenido de cemento. Este hecho se asocia a que los óxidos generados se acomodan mejor en un hormigón más poroso, disminuyendo la presión en el hormigón que rodea las barras. Otras experiencias coinciden en que el proceso de fisuración se retarda con el incremento de la relación “recubrimiento/diámetro”, y que esta última relación y la calidad del hormigón han permitido encontrar una ecuación para calcular la presión de los óxidos necesaria para generar la fisura (Peralta, 2006).



**Figura 4.49:** Pérdida de radio hasta la aparición de la primera fisura (ancho  $\leq 0,05$  mm), en función de la relación “recubrimiento/diámetro” (a); ancho de fisura en función de la relación  $a/c$  (b) (adaptado de Alonso, 1994).

Existen clasificaciones de los ambientes por su agresividad, en base a la humedad relativa del mismo, Tabla 4.29, para la carbonatación, la penetración de cloruros y corrosión de armaduras (CEB, 1992; Helene, 1993), donde la escala de riesgo (\*) es: 0 = insignificante; 1 = leve; 2 = medio; 3 = alto.

**Tabla 4.29:** Clasificación del grado de agresividad en base a la HR ambiente (CEB, 1992), y Helene (\*).

Humedad relativa	Carbonatación	Penetración de cloruros (*)	Corrosión de armaduras	
			H° carbonatado	H° contaminado con Cl <sup>-</sup>
Muy baja, $\leq 45$ %	1	0	0	0
Baja, 45 a 65 %	3	1	1	1
Media, 65 a 85 %	2	1	3	3
Alta, 85 a 98 %	1	2	2	3
Saturada, $\geq 98$ %	0	3	1	1

Finalmente, resulta de interés destacar el criterio que aplica la Norma Suiza SIA 262 (REF), al establecer como indicador de durabilidad, a la permeabilidad del hormigón de recubrimiento, medida en la estructura o testigos extraídos de la misma, de esta manera apunta controlar el producto/estructura terminado. Esta norma, especificación por desempeño, introduce este ensayo de permeabilidad que tiene en cuenta el resultado de la contribución de todos los actores de la cadena de la industria de la construcción (especificadores, proveedores de hormigón y de materiales, contratistas, etc.). Este criterio adoptado se basa en el hecho de que la relación  $a/c$  es de difícil verificación en la práctica y últimamente ha sido cuestionada como indicador de durabilidad (Torrent, 2010).

#### **4.8.- Influencia de las Características Físicas del Agregado Fino sobre las Propiedades del Hormigón**

Las características geométricas de las partículas de arena afectan notablemente la demanda de agua y/o pasta, e indirectamente, la resistencia y la durabilidad del hormigón. Los reglamentos tienen en cuenta esta influencia ya que, en general, limitan directamente, o no permiten el empleo de arenas que se aparten de la forma y textura que presentan las arenas naturales.

Entre las propiedades del agregado que afectan a la resistencia del hormigón, la forma y la textura tienen efectos directos por la concentración de tensiones que originan en el material compuesto, el grado de micro-fisuración y el mecanismo de fisuramiento, la mayor tortuosidad de las fisuras, los efectos de las micro y macro asperezas de la interfaz, y la mayor superficie de adherencia de las partículas (Alexander, 1998).

En la actualidad, en los HAP por el empleo de aditivos superfluidificantes y altos contenidos de materiales cementíceos, se reduce la fricción entre las partículas de arena y de este modo, se pueden producir hormigones con bajos consumos de agua. El uso de agregados finos con partículas redondeadas y superficie lisa es generalmente empleado en HAP, sin embargo otras arenas con partículas rugosas y de forma angular pueden ser empleadas. Los hormigones con resistencias superiores a los 60 MPa no muestran apreciables diferencias, cuando se cambia la forma, la textura y la mineralogía de la arena (Donza, 2002).

En experiencias realizadas con morteros elaborados con diferentes áreas superficiales de agregado, manteniendo constante la relación  $a/mc$  y el volumen de agregado, se observó un incremento de la resistencia (30 %, a 57 días) y de la ductilidad, con el incremento del área superficial. A pesar del mayor volumen de interfaces (por la mayor área superficial), los mecanismos de fractura justifican este comportamiento ante una mayor cantidad de puntos de nucleación de micro-fisuras; y entonces, la energía absorbida en crear estas microfisuras incrementa la energía requerida para propagar las fisuras de la matriz. En cambio, el módulo de elasticidad disminuye con el incremento del área superficial y de la resistencia. Por otra parte, la energía de deformación se incrementa con el aumento de la superficie, aunque la energía pre-pico se aumenta y la post-pico decrece. Este incremento de la energía pre-pico se relaciona con el hecho de que una mayor superficie de agregado se corresponde con un incremento en la microfisuración previa a la rotura. Estos resultados, empleando arenas cuarcíticas y dolomíticas trituradas, indican que el área superficial del agregado fino tiene una significativa influencia sobre las propiedades mecánicas del mortero de cemento portland (Goble, 1999).

**“Caracterización de la Durabilidad de Hormigones con Arenas de Trituración”**



## **Capítulo 5**

# **MATERIALES, DOSIFICACIONES DE HORMIGONES Y METODOLOGIA**

## Capítulo 5

# MATERIALES, DOSIFICACIONES DE HORMIGONES Y METODOLOGIA

Para la concreción del programa experimental de esta Tesis se elaboraron 171 mezclas de morteros y de hormigones, en las que se utilizaron varios tipos de arenas como agregado fino. En cambio, para el agregado grueso se empleó, en general, piedra partida granítica “6-20 mm” de diferentes partidas, de una misma cantera. Respecto al material cementíceo, se emplearon CPN-40 de diferentes partidas, y en pocas experiencias se utilizaron cementos portland tipo CPF. En este capítulo se indican las características de los materiales utilizados, la composición y criterios de diseño de las mezclas, y la numeración adoptada para su identificación en los siguientes capítulos. Cabe acotar que los morteros y hormigones fueron elaborados mediante equipos, técnicas y metodologías tradicionales. En el caso de los estudios de corrosión sobre vigas de hormigón armado se empleó un método acelerado que se describe en este capítulo

### 5.1. – Agregados Finos

El agregado fino constituye la variable principal de la parte experimental de esta tesis, y los materiales y los diseños de mezclas empleados tuvieron como objetivo cuantificar y/o evaluar la incidencia de la forma y la textura superficial de las partículas de agregado fino, sobre las propiedades del hormigón; y además obtener conocimientos científicos sobre la performance de hormigones elaborados con arena triturada, como único agregado fino. Los ensayos realizados sobre morteros y hormigones han sido mayoritariamente ejecutados con arenas trituradas graníticas (*TG*), por ser esta mineralogía una de las que se presenta con mayor asiduidad, y por que las mismas están constituidas por partículas que presentan las formas y texturas más alejadas de la forma redondeada y de la textura superficial lisa de las partículas de las arenas naturales, que han sido utilizadas como referencia. Arenas trituradas de origen cuarcítico, dolomítico y calcítico (calcáreo) se emplearon en todos los desarrollos centrales de la tesis: reología, resistencia mecánica, contracción por secado, porosidad y succión capilar. De esta manera, con las arenas elegidas, se dispuso de arenas con partículas cuyas formas son redondeadas, angulares y elongadas, y con texturas superficiales comprendidas entre lisas y rugosas.

En la Tabla 5.1 se indican la granulometría (IRAM 1627), el contenido de polvo (IRAM 1540), la densidad (IRAM 1520), y el peso unitario (*PUV*) suelto y compactado (IRAM 1548) de las arenas trituradas graníticas. En general, a lo largo del desarrollo experimental se utilizaron varias partidas de arena “0-4 mm” proveniente de la misma cantera, con idéntica mineralogía, forma y textura superficial, y las diferencias en los módulos de finura se mantuvieron en un rango de  $\pm 0,10$ , por lo cual se las agrupó con la denominación *TG*. En la Tabla 5.2 se detallan las características de las restantes arenas trituradas, de otros orígenes mineralógicos, donde la numeración va precedida por las letras *TC*, *TQ* y *TD*, para las arenas trituradas calcíticas, cuarcíticas y dolomíticas, respectivamente. En las Tablas 5.1 y

5.2 también se incluye la forma y textura superficial de las partículas y la denominación utilizada en el texto y el punto del capítulo de esta Tesis, donde las mezclas han sido empleadas.

**Tabla 5.1:** Características de las arenas trituradas graníticas.

Nº general	TG-1	TG-2(*)	TG-3	TG-4
Usada en punto:	6.1, 6.2, 6.3, 7.1, 7.4	3.1, 7.1	6.1, 7.1	2.2, 7.1, 7.2, 7.3 8.2, 8.3
Tamiz IRAM	Granulometría en % retenido acumulado			
4,75 mm	0-0	1	0	0
2,36 mm	4±4	12	11	28
1,18 mm	29±4	51	34	56
600 µm	51±3	74	58	69
300 µm	69±1	96	77	78
150 µm	84±2	99	91	84
Módulo de finura	2,37±0,09	3,33	2,71	3,15
% de polvo	14±1	0	10	10,7
Densidad	2,65	2,68	2,64	2,69
PUV suelto	1566	1535	1400	1587
PUV compactado	1813	1653	---	1829
Forma (BS 812)	Angular			
Textura (BS 812)	Cristalina			

(\*) las resistencias a compresión y a flexión de la roca de origen fue de 149 y 30,6 MPa, respectivamente.

**Tabla 5.2:** Características de las arenas trituradas de otras mineralogías.

Nº general	TC-1	TQ-1	TD-1
Denominación	Calcítica	Cuarcítica	Dolomítica
Usada en punto:	7.1, 7.2, 7.3, 8.2, 8.3	7.1, 7.2, 7.3	7.1, 7.2, 7.3, 8.2, 8.3
Tamiz IRAM	Granulometría en % retenido acumulado		
9,50 mm	1	0	0
4,75 mm	6	11	3
2,36 mm	38	37	39
1,18 mm	61	54	63
600 µm	75	65	73
300 µm	81	78	78
150 µm	86	87	82
Módulo de finura	3,48	3,32	3,38
% de polvo	10,60	7,30	13,30
Densidad	2,68	2,62	2,77
PUV suelto	1528	1546	1551
PUV compactado	1715	1782	1745
Forma (BS 812)	Angular	Angular	Angular/Alargada
Textura (BS 812)	Rugosa	Granulosa	Rugosa



Las características de las distintas arenas silíceas naturales, empleadas como arenas de referencia o de comparación, se describen en la Tabla 5.3. En ella, la numeración va precedida por las letras *AN*. Las arenas *AN-2* y *AN-3* agrupan arenas de similar módulo de finura.

**Tabla 5.3:** Características de las arenas naturales silíceas.

Nº general	<i>AN-1</i>	<i>AN-2</i>	<i>AN-3</i>	<i>AN-4</i>
Usada en punto:	2.2, 3.1, 7.1, 7.2, 7.3, 8.2, 8.3	6.1, 6.2, 7.1, 7.3, 8.2	2.2	6.2, 7.1
Tamiz IRAM	Granulometría en % retenido acumulado			
4,75 mm	1	0,50±0,5	0,50±0,5	0
2,36 mm	12	2±1	2±1	0
1,18 mm	51	10±2	5±3	1
600 µm	74	39±3	15±7	6
300 µm	96	87±4	84±1	65
150 µm	99	99±1	99±1	98
Módulo de finura	3,33	2,38±0,10	2,05±0,10	1,70
% de polvo	0	0,50±0,50	0,50±0,50	1
Densidad	2,64	2,64	2,64	2,64
PUV suelto	1724	1604	1420	---
PUV compactado	1803	1710	---	---
Forma/Textura (BS 812)	Redondeada/ Pulida (lisa)			

## 5.2.- Agregados Gruesos

Los agregados gruesos empleados fueron, generalmente, piedra partida granítica, (denominación comercial “6-20 mm”), *PG*, proveniente de la misma cantera, con idéntica mineralogía, forma y textura, y el módulo de finura se mantuvo comprendido en un rango de  $\pm 0,10$ , y agrupadas como *PG-1*. En la Tabla 5.4 se detallan la granulometría (IRAM 1627), el contenido de polvo (IRAM 1540), la densidad (IRAM 1533), y el peso unitario suelto y compactado (IRAM 1548).

**Tabla 5.4:** Características de los agregados gruesos.

Nº general	<i>PG-1</i>	<i>PG-2</i> (*)
Usado en punto:	6.1, 6.2.5, 6.3, 6.4, 7.1, 7.3, 7.4	7.1, 8.2
Tamiz IRAM	Granulometría en % retenido acumulado	
19 mm	5	0
13,2 mm	55±1	33
9,5 mm	81±10	65
4,75 mm	99±1	100
2,36 mm	100	100
1,18 mm	100	100
600 µm	100	100
300 µm	100	100
150 µm	100	100

**Tabla 5.4:** Características de los agregados gruesos (Cont.)

Nº general	<i>PG-1</i>	<i>PG-2</i> (*)
Módulo de Finura	6,85±0,10	6,65
% de polvo	0	0
Densidad	2,65	2,66
PUV suelto	1345	1466
PUV compactado	1530	1508

(\*) las resistencias a compresión y flexión de la roca de origen fue de 149 y 30,6 MPa, respectivamente.

### 5.3.- Cementos Portland, Humos de Sílice y Aditivos Químicos

En la Tabla 5.5 se detallan las características físico-mecánicas (resistencia y superficie específica según las Normas IRAM 1622 y 1623, respectivamente) y químicas de los cementos empleados en la parte experimental de la tesis. En el caso de los cementos portland normales, la composición potencial fue calculada de acuerdo con las fórmulas de Bogue (Bogue, 1955; Neville, 1988).

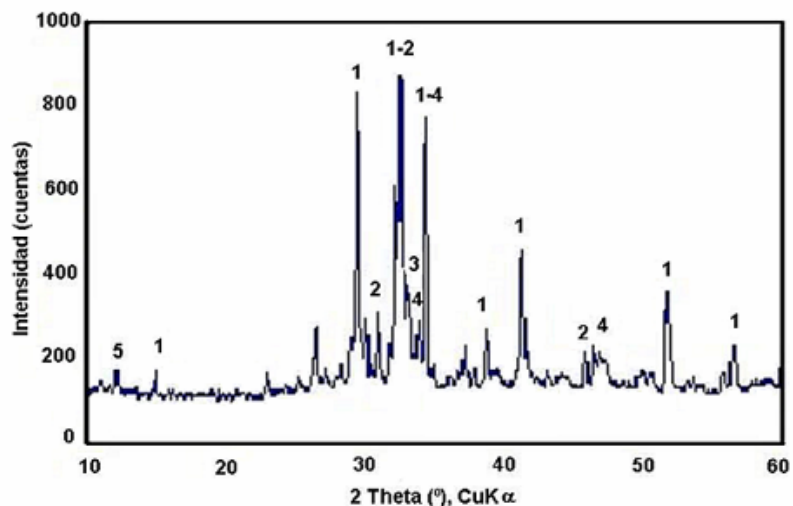
**Tabla 5.5:** Características de los cementos portland.

<i>Nº general</i>	<i>CP-1</i>	<i>CP-2</i>	<i>CP-3</i>	<i>CP-4</i>	<i>CP-5</i>
Clase s/IRAM 50000	CPN-40	CPN-40	CPF-40	CPN-40	CPF-30
Utilizado en punto:	2.2, 6.1, 7.1	7.1	6.2	6.3, 7.2, 7.4	7.3, 8.2, 8.3
<b>Resistencia compresión (MPa):</b>			(*)		(**)
7 días	18	37,2	40,1	28,1	28
28 días	38	43,8	47,6	43,1	37
Blaine (m <sup>2</sup> /kg)	---	438	420	310	---
<b>Composición química</b>					
CaO	---	64,32	61,04	62,74	---
SiO <sub>2</sub>	---	21,31	19,62	22,19	---
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	---	5,03	2,68	3,16	---
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	---	3,61	3,4	4,08	---
SO <sub>3</sub>	---	2,01	2,48	2,48	---
K <sub>2</sub> O	---	0,97	0,99	1,15	---
Na <sub>2</sub> O	---	0,07	0,07	---	---
MgO	---	0,70	0,63	0,58	---
Pérdida por calcinación	---	1,51	7,11	1,86	---
<b>Composición potencial</b>					
C <sub>3</sub> S	---	62,66	---	51,24	---
C <sub>2</sub> S	---	13,91	---	25,95	---
C <sub>3</sub> A	---	1,08	---	5,54	---
C <sub>4</sub> FA	---	15,26	---	9,76	---

(\*) con 12 % filler calcáreo, (\*\*) contenido de filler calcáreo ≅ 24 %

El análisis mineralógico realizado con difracción de Rayos X del cemento *CP-4*, se indica en el diagrama de la Figura 5.1, a modo de ejemplo, dado que la mayoría de los cementos utilizados resultaron similares en su composición química y potencial. En el mismo se pueden observar los picos correspondientes a los compuestos principales del clinker, los picos correspondientes al 100 % de

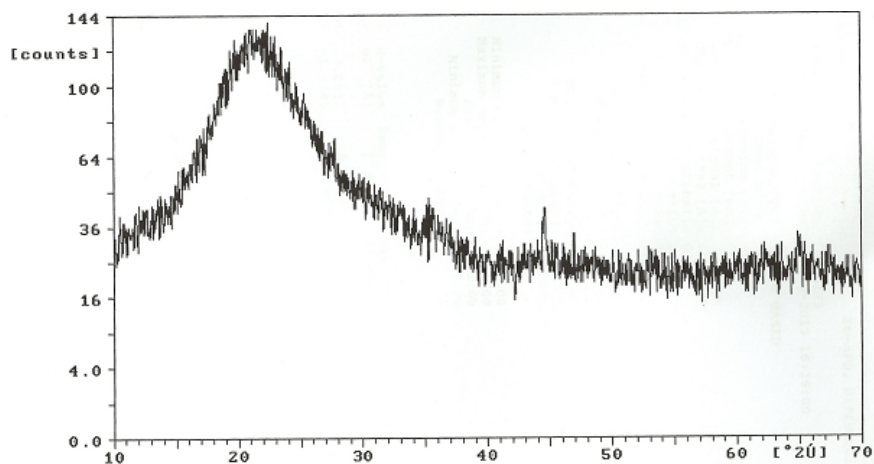
intensidad son: para el  $C_3S$   $2\theta = 34,44^\circ$  ( $d = 2,60$ ),  $C_2S$   $2\theta = 32,16^\circ$  ( $d = 2,78$ ),  $C_4AF$   $2\theta = 34,22^\circ$  ( $d = 2,62$ ), y  $C_3A$   $2\theta = 33,20^\circ$  ( $d = 2,70$ ). Además, se puede observar el pico principal del yeso en  $2\theta = 11,60^\circ$  ( $d = 7,63$ ). ( $\theta$ : ángulo de difracción,  $d$ : distancia entre los planos de la red cristalina). Adicionalmente, el proceso de hidratación de esta clase de cemento se describe por la técnica de difracción de Rayos X en las Figura 4.6.



**Figura 5.1:** Difractograma del cemento CP-4. (1:  $C_3S$ , 2:  $C_2S$ , 3:  $C_3A$ , 4:  $C_4AF$ , 5:  $CaSO_4 \cdot 2H_2O$ ).

#### **Humos de Sílice (Silica Fume):**

En los hormigones utilizados en los puntos 7.3 y 8.3 se empleó RHEOMAC SF100 que es un aditivo mineral de microsílíce compactado en polvo. El fabricante indica que cumple con los requerimientos de la Norma ASTM C 1240 “Especificación Estándar para Microsílíce Usada en Hormigón y Mortero para Cemento Hidráulico”. La densidad de este material es de 2,2. En la Figura 5.2 se muestra el difractograma del humo de sílice utilizado, y se observa que el material es totalmente amorfo.



**Figura 5.2:** Difractograma del humo de sílice.

### **Aditivos Químicos:**

Los aditivos empleados han sido un incorporador de aire (Daravair LS), un plastificante-acelerante de endurecimiento (Sikacrete) y un superfluidificante (Sikament-N), para estudiar la influencia de la forma y textura superficial del agregado fino, sobre el comportamiento de dichos aditivos en morteros (punto 6.1).

Un aditivo incorporador de aire (Daravair LS) y un reductor de agua (Plastiment), en el caso de los hormigones considerados en el punto 6.6.2, y para la elaboración de los HAR se utilizó un aditivo superplastificante en base de naftaleno sulfonado.

### **5.4.- Polvos de Roca**

Para realizar el estudio del efecto filler de diferentes tipos de polvos de rocas, punto 7.2, se emplearon los materiales cuyas características físicas se indican en las Tablas 5.6 y 5.7. La superficie específica del agregado se evaluó de acuerdo con la Norma IRAM 1623, la densidad con IRAM 1624, el límite líquido por la Norma VN-E2-65 y el límite plástico e índice de plasticidad por la Norma VN-E3-65. En la Figura 5.3 se indica la composición mineralógica del polvo granítico, donde se observa que no contiene arcillas, y en la Tabla 5.7 se detallan las propiedades del polvo granítico obtenido por tamizado en seco de la arena (punto 6.4).

**Tabla 5.6:** Características de materiales finos.

<b>Material</b>	<b>Superficie específica (m<sup>2</sup>/kg)</b>	<b>Densidad</b>
Cuarzo	814	2,65
Puzolana	702	2,46
Caliza molida	430	2,70

**Tabla 5.7:** Propiedades del polvo de roca granítica.

<b>Característica</b>	<b>Polvo de roca granítica</b>
Densidad	2,64
PUV suelto, kg/m <sup>3</sup>	910
% Vacíos (suelto)	65,6
PUV compactado, kg/m <sup>3</sup>	1030
% Vacíos (compactado)	60,9
Absorción de agua, %	1,04
Límite líquido, %	22,2
Límite plástico, %	20,0
Índice de plasticidad	2,2
Superficie específica, m <sup>2</sup> /kg	457

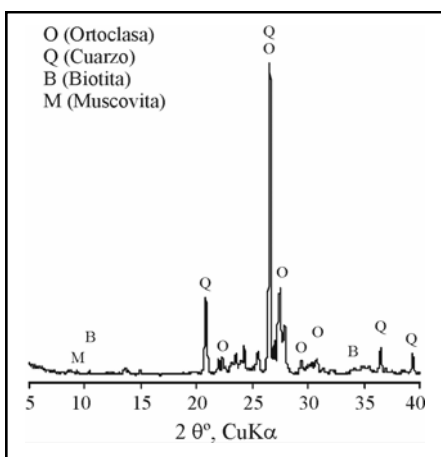


Figura 5.3: Difractograma del polvo de roca granítica.

Para los estudios de propiedades mecánicas, succión capilar, y corrosión se utilizaron las arenas de las Tablas 5.1 y 5.2, y en la Figura 5.4 se muestra la distribución granulométrica de los polvos de roca efectuado por un granulómetro láser Malvern. En la Tabla 5.8 se indican los parámetros que se obtienen del software del granulómetro, la superficie específica que calcula se basa en la consideración de que las partículas son esféricas.

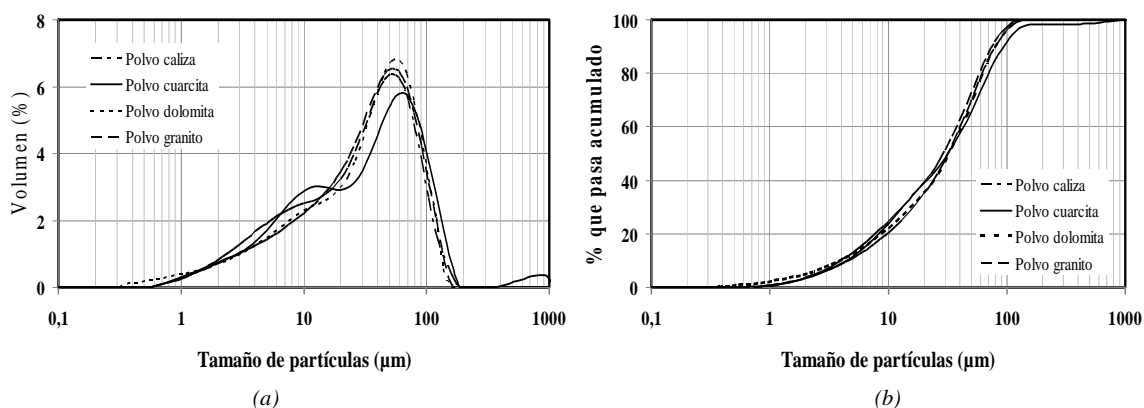


Figura 5.4: Granulometría del polvo de roca: en % que pasa parcial (a) y acumulado (b)

Tabla 5.8: Parámetros de la granulometría del polvo de roca (fracción menor de 75 μm)

Mineralogía del polvo	Superficie específica (m <sup>2</sup> /g)	d <sub>0,5</sub> (μm)	d <sub>0,9</sub> (μm)	Diámetro característico (μm)
Calcítica	190	33,681	87,158	45,0
Cuarcítica	214	32,007	93,674	45,7
Dolomítica	247	33,005	80,326	45,5
Granítica	199	32,117	80,428	45,5

### 5.5.- Agua

El agua utilizada fue de la red de agua corriente de la ciudad de Olavarría.

## 5.6.- Mezclas y Metodologías

En este punto se informan las diferentes dosificaciones empleadas, los materiales que incluyen y los criterios de diseño de las mezclas, con el objetivo de obtener resultados que permitan desarrollar conocimientos científico-tecnológicos para comprender los diferentes comportamientos del hormigón, en pos del cumplimiento de los objetivos planteados en el programa experimental, y por ende, los de la tesis (Punto 1.4.1). En la Tabla 5.22 se resumen las diferentes mezclas, el tema al que corresponden y el punto de la tesis en el que se analizan y discuten los resultados.

Las dosificaciones de los morteros, en general, han sido efectuadas en relaciones en peso, las mismas se indican en los puntos correspondientes y se las ha empleado para estudiar el estado fresco, salvo los empleados para los estudios de contracción (ver Tabla 5.20).

**a) Mezcla de Arenas Triturada y Natural Fina:** Las dosificaciones correspondientes al desarrollo efectuado en el punto 2.2.2, se detallan en la Tabla 5.9, con el objetivo de analizar el efecto del reemplazo parcial de arena triturada *TG-4*, por arena natural fina *AN-3*. El cemento portland utilizado fue el *CP-2*, y la relación *a/c* entre 0,55 y 0,65. En estos hormigones no se emplearon aditivos químicos.

Para el diseño de las mezclas a estudiar se emplearon conceptos de optimización, basados en el empaquetamiento granular. En la optimización de mezclas de hormigón, la incorporación de partículas redondeadas y lisas tienden a disminuir el porcentaje de vacíos del esqueleto granular, y en consecuencia se incrementa el factor de empaque. Este factor es un parámetro que depende de la forma, la textura y la distribución de tamaños del agregado, y se define como la razón entre la densidad por unidad de volumen y la densidad absoluta del agregado. Este concepto tiene un efecto importante sobre propiedades del hormigón tales como, porosidad, permeabilidad, e indirectamente, sobre la trabajabilidad y la compactabilidad del hormigón fresco y su resistencia a compresión. Además, el empaquetamiento es de interés en otras aplicaciones tecnológicas, como cerámicas, mezclas asfálticas, metalurgia de polvos, etc. (Johansen, 1998). El uso de modelos de empaquetamiento es una alternativa para la optimización de las mezclas de agregados, lo que conduce a la obtención de hormigones más económicos y de mejor calidad. La combinación óptima de los agregados se puede obtener en forma experimental, pero con el uso de modelos se reduce el número de ensayos necesarios (Golterman, 1997).

En estas experiencias, el comportamiento de las mezclas de arenas se analizó, primeramente, aplicando el modelo de Touffar modificado, el que predice el grado de empaquetamiento de una muestra de material granular gruesa, cuyo volumen no se incrementa cuando se le incorpora una cantidad de partículas finas, asumiendo que cada partícula fina ocupa un espacio entre cuatro partículas gruesas, y puede ser empleado para combinaciones de dos o tres agregados. Este tipo de modelo teórico supone que los agregados son esferas perfectas, de tamaño uniforme, y los agregados grueso y fino tienen distintos tamaños. Las dos primeras suposiciones se superan al introducir un diámetro característico y midiendo el grado de empaquetamiento de los agregados. Este modelo permite que cada agregado se analice en forma separada, para luego, se realizan todas las combinaciones posibles rápidamente, obtener la mezcla de agregados óptima, con el fin de lograr un hormigón más económico y de mejor calidad (Golterman, 1997; Montenegro, 1998).

Posteriormente, se efectuaron las determinaciones experimentales en laboratorio, del factor de empaque para las diferentes combinaciones de arenas natural *AN-3* y triturada *TG-4* (0/100, 15/85, 30/70, 50/50, 75/25, 100/0). En la Figura 5.5 se muestra la variación de la granulometría de la arena triturada, con la incorporación de diferentes porcentajes de arena natural; y en la Figura 5.6 se informan los resultados de los factores de empaque teórico y experimental de las mencionadas mezclas de arenas. Las dosificaciones resultantes se indican en la Tabla 5.10.

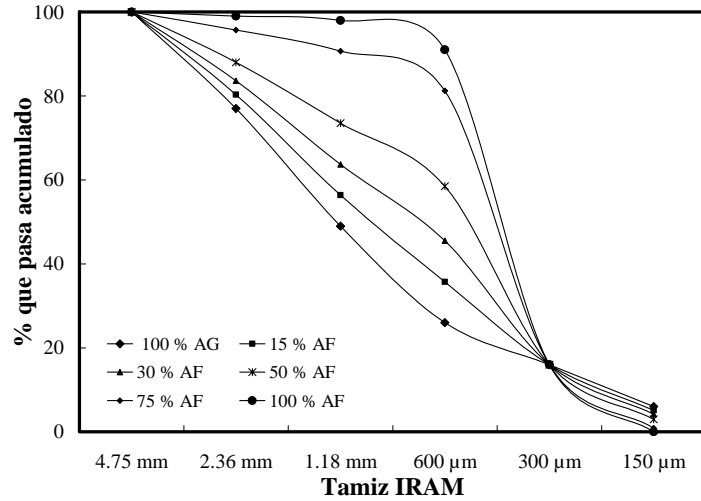


Figura 5.5: Granulometrías de mezclas de arena triturada y arena natural fina.

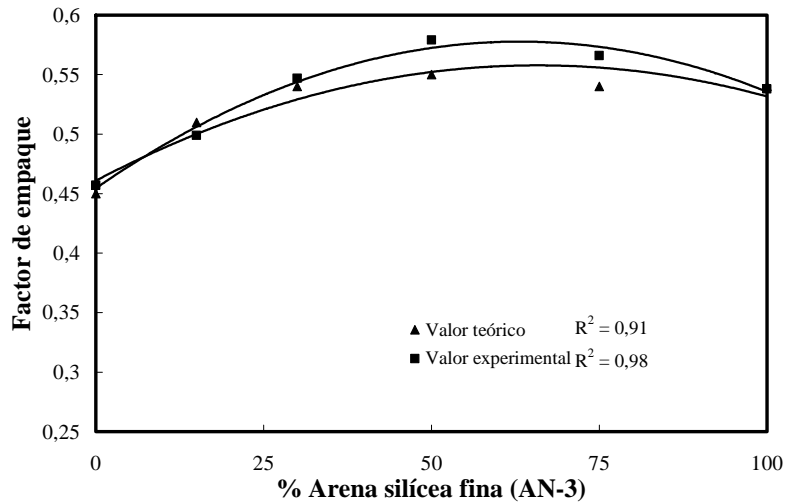


Figura 5.6: Factor de empaque en función del contenido de arena natural de bajo módulo de finura.

Tabla 5.9: Dosificaciones de hormigones realizados con arena triturada y reemplazos parciales de arena natural silíceo de bajo módulo de finura, en kg/m<sup>3</sup>.

% AN-3	CUC (Kg/m <sup>3</sup> )	300			350			400		
		0,65	0,60	0,55	0,65	0,60	0,55	0,65	0,60	0,55
0	Mezcla N°	1	2	3	4	5	6	7	8	9
	Agua	195	180	165	228	210	193	260	240	220
	Agregado fino TG-4	672	659	616	650	668	685	602	622	642
	Agregado grueso PG-1	1147	1124	1050	1109	1139	1169	1027	1062	1095
15	Mezcla N°	10	11	12	13	14	15	---	---	16
	Agua	195	180	165	228	210	193	---	---	220
	Agregado fino TG-4	578	572	573	553	567	582	---	---	544
	Agregado fino AN-3	102	100	101	98	100	103	---	---	96
	Agregado grueso PG-1	1161	1148	1151	1111	1137	1169	---	---	1093

**Tabla 5.9:** Dosificaciones de hormigones realizados con arena triturada y reemplazos parciales de arena natural silícea de bajo módulo de finura, en kg/m<sup>3</sup> (continuación).

% AN-3	CUC (Kg/m <sup>3</sup> )	300			350			400		
	Relación a/c	0,65	0,60	0,55	0,65	0,60	0,55	0,65	0,60	0,55
30	<b>Mezcla N°</b>	<b>17</b>	<b>18</b>	<b>19</b>	<b>20</b>	<b>21</b>	<b>22</b>	---	---	<b>23</b>
	Agua	195	180	165	228	210	193	---	---	220
	Agregado fino TG-4	480	486	492	448	458	467	---	---	443
	Agregado fino AN-3	205	208	211	192	196	201	---	---	190
	Agregado grueso PG-1	1169	1185	1200	1092	1116	1140	---	---	1079
50	<b>Mezcla N°</b>	<b>24</b>	<b>25</b>	<b>26</b>	<b>27</b>	<b>28</b>	<b>29</b>	---	---	<b>30</b>
	Agua	195	180	165	228	210	193	---	---	220
	Agregado fino TG-4	342	346	320	322	329	335	---	---	320
	Agregado fino AN-3	342	346	320	322	329	335	---	---	320
	Agregado grueso PG-1	1166	1182	1092	1099	1121	1144	---	---	1093

*b) Estudios sobre el Estado Fresco y Propiedades Mecánicas de Hormigones Elaborados con Diferentes Tipos de Arenas Trituradas:* En la Tabla 5.10 se indican las mezclas de hormigón realizadas con el 100 % de agregado fino constituido por arena triturada granítica, utilizadas en los puntos 6.1 y 7.1. Estas mezclas de hormigones convencionales no contienen ningún tipo de aditivo químico. El curado se realizó en agua saturada con cal a  $21 \pm 2$  °C y los resultados informados corresponden al promedio de tres determinaciones.

**Tabla 5.10:** Dosificaciones de hormigones elaborados con arena triturada, en kg/m<sup>3</sup>.

Mezcla N°	Cemento CP-1	Agua	Agregado fino TG-1	Agregado grueso PG-1	Relación a/c
31	483	232	822	771	0,48
32	464	251	817	778	0,54
33	460	230	657	960	0,50
34	418	230	692	960	0,55
35	420	218	670	1009	0,52
36	417	238	800	871	0,57
37	400	256	983	655	0,64
38	403	242	776	887	0,60
39	400	236	896	795	0,59
40	400	216	730	1014	0,54
41	400	216	784	960	0,54
42	400	212	632	1124	0,53
43	366	220	763	960	0,60
44	362	224	898	826	0,62
45	350	250	1016	677	0,71
46	352	229	908	804	0,65
47	350	227	757	960	0,65
48	350	235	919	814	0,67
49	350	217	754	1029	0,62
50	347	212	772	1011	0,61
51	350	210	648	1152	0,60



**Tabla 5.10:** Dosificaciones de hormigones elaborados con arena triturada, en kg/m<sup>3</sup> (cont.)

<i>Mezcla N°</i>	<i>Cemento CP-1</i>	<i>Agua</i>	<i>Agregado fino TG-1</i>	<i>Agregado grueso PG-1</i>	<i>Relación a/c</i>
52	325	215	848	960	0,66
53	314	220	806	960	0,70
54	320	214	760	1055	0,67
55	300	249	1041	694	0,83
56	304	225	827	972	0,74
57	300	225	806	960	0,75
58	296	240	950	843	0,81
59	300	213	774	1057	0,71
60	300	210	663	1179	0,70
61	275	220	840	960	0,80
62	268	217	975	849	0,81
63	250	245	1075	717	0,98
64	246	226	1000	821	0,92
65	250	215	912	960	0,86
66	250	215	673	1197	0,86
67	244	227	975	864	0,93
68	250	210	796	1086	0,84
69	248	203	851	1031	0,82
70	225	270	1040	700	1,20
71	235	228	827	1022	0,97
72	225	216	790	1100	0,96

En la Tabla 5.11 se indican las dosificaciones de hormigones realizados con arenas natural y granítica, con granulometrías comprendidas entre las curvas A y B de la Norma IRAM 1627, para determinar el incremento del volumen de pasta necesario para mantener la consistencia en un rango constante ( $8 \pm 1,5$  cm), y evaluar las diferencias en las propiedades mecánicas de estas dos series de hormigones, *N* y *T*. Los resultados en el estado endurecido se obtuvieron por medio de ensayos de compresión y tracción por compresión diametral, realizado con probetas cilíndricas de 15 x 30 cm, y para los ensayos de flexión, probetas prismáticas de 15 x 15 x 45 cm. Los valores informados corresponden al promedio de tres determinaciones. El curado empleado ha sido el normalizado en cámara húmeda.

**Tabla 5.11:** Dosificaciones de hormigones con arenas natural silíceas (*N*) y triturada granítica (*T*), en kg/m<sup>3</sup>.

<i>Mezcla N°</i>	<i>73</i>	<i>74</i>	<i>75</i>	<i>76</i>	<i>Mezcla N°</i>	<i>77</i>	<i>78</i>	<i>79</i>	<i>80</i>
Denominación	<i>T-46</i>	<i>T-51</i>	<i>T-59</i>	<i>T-67</i>	Denominación	<i>N-46</i>	<i>N-51</i>	<i>N-59</i>	<i>N-67</i>
Cemento portland <i>CP-2</i>	450	400	350	300	Cemento portland <i>CP-2</i>	350	315	270	250
Agua	205	205	205	200	Agua	160	160	160	167
Agregado fino <i>TG-3</i>	640	680	723	778	Agregado fino <i>AN-2</i>	840	870	910	910
Agregado grueso <i>PG-1</i>	1050	1050	1050	1050	Agregado grueso <i>PG-1</i>	1050	1050	1050	1050
Asentamiento (cm)	8,0	8,0	9,0	9,5	Asentamiento (cm)	9,5	9,0	6,5	9,0

**c) Efecto del Tipo de Arena sobre la Acción de los Aditivos Químicos:** En la Tabla 5.12 se muestran las mezclas empleadas para evaluar el efecto del tipo de arena, sobre los efectos de distintos aditivos, y también se compara con una mezcla con un reemplazo del 30 % de arena triturada, por arena natural fina. La dosis de incorporador de aire, Daravair, fue de 1 cm<sup>3</sup>/kg cemento. El estado fresco de los hormigones se evaluó por medio de los ensayos de asentamiento (IRAM 1536) y de la mesa de Graf (IRAM 1690).

**Tabla 5.12:** Dosificaciones de hormigones realizados con triturada granítica y aditivos químicos, en kg/m<sup>3</sup>.

Serie	Hormigón con <i>TG-1</i>					Hormigón con <i>TG-1</i> y AIA (*)				
<b>Mezcla N°</b>	<b>81 (82)</b>	<b>83 (84)</b>	<b>85 (86)</b>	<b>87 (88)</b>	<b>89 (90)</b>	<b>91</b>	<b>92</b>	<b>93</b>	<b>94</b>	<b>95</b>
Relación <i>a/c</i>	0,60	0,65	0,70	0,75	0,80	0,60	0,65	0,70	0,75	0,80
Cemento portland <i>CP-1</i>	300	300	300	300	300	294	294	294	294	294
Agua	180	195	210	225	240	176	191	206	221	235
Agregado fino <i>TG-1</i>	831	791	751	712	672	814	775	736	698	659
Agregado grueso <i>PG-1</i>	1050	1050	1050	1050	1050	1030	1030	1030	1030	1030

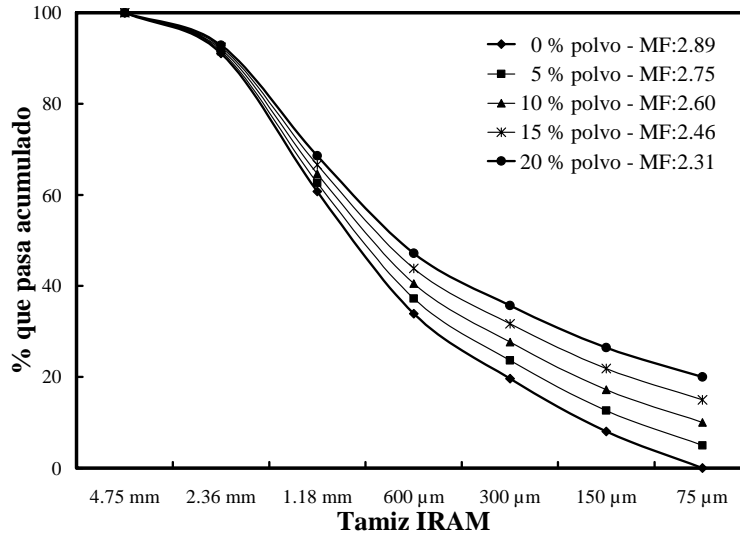
(x) mezcla idéntica con aditivo plastificante (\*) AIA: aditivo incorporador de aire

**Tabla 5.12:** Dosificaciones de hormigones realizados con triturada granítica y aditivos químicos, en kg/m<sup>3</sup> (continuación).

Serie	Hormigón con <i>AN-2</i>					Hormigón con 70 % <i>TG-1</i> +30% <i>AN-4</i>				
<b>Mezcla N°</b>	<b>96</b>	<b>97</b>	<b>98</b>	<b>99</b>	<b>100</b>	<b>101</b>	<b>102</b>	<b>103</b>	<b>104</b>	<b>105</b>
Relación <i>a/c</i>	0,60	0,65	0,70	0,75	0,80	0,60	0,65	0,70	0,75	0,80
Cemento portland <i>CP-1</i>	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300
Agua	180	195	210	225	240	180	195	210	225	240
Agregado fino <i>TG-1</i>	0	0	0	0	0	582	554	526	498	470
Agregado fino <i>AN-2</i>	828	788	749	709	669	0	0	0	0	0
Agregado fino <i>AN-4</i>	0	0	0	0	0	249	237	225	214	202
Agregado grueso <i>PG-1</i>	1050	1050	1050	1050	1050	1050	1050	1050	1050	1050

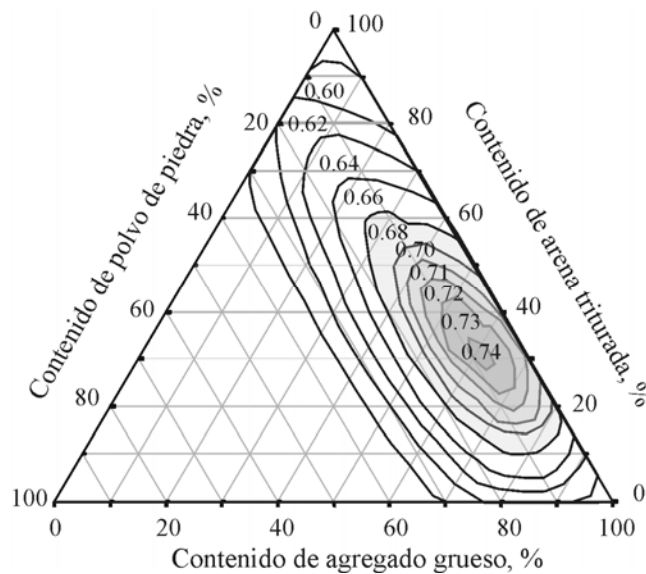
**d) Evaluación de la Exudación y del Efecto Filler:** El estudio sobre la exudación de hormigones elaborados con arena triturada granítica realizados con diferentes contenidos de polvo, se realizó con las mezclas indicadas en la Tabla 5.12 y empleando el método descrito en la Norma IRAM 1604. Este grupo de mezclas se utilizó en el estado endurecido, para evaluar el efecto filler del polvo de roca granítico.

Para las experiencias de este punto se utilizó el cemento *CP-4*, polvo de roca granítica, arena triturada granítica *TG-1* y piedra partida *PG-1* (ver Tablas 5.1, 5.4, 5.5 y 5.7). La arena granítica original contenía un 14 % de polvo y fue lavada, a fin de eliminar totalmente el polvo de manera de obtener la arena utilizada como referencia. El módulo de finura de la arena lavada, al ir incrementándose el contenido de polvo entre 0 y 20 %, varió de 2,89 a 2,31 (ver Figura 5.7).



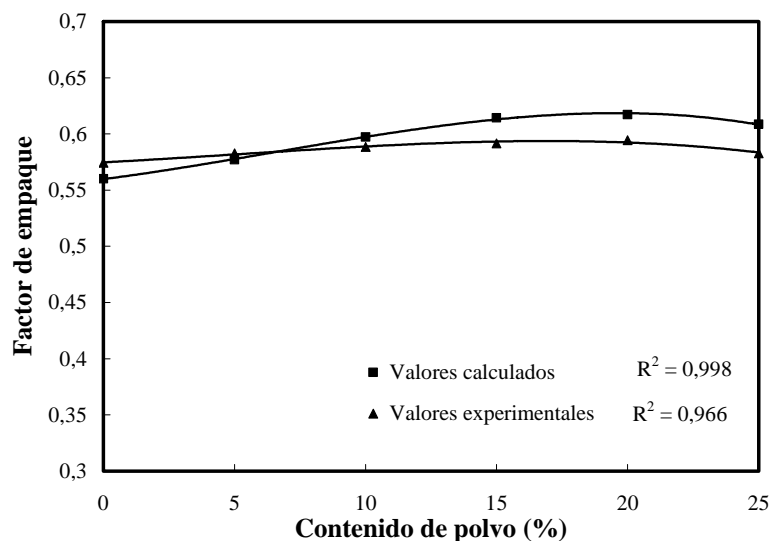
**Figura 5.7:** Modificación de la granulometría del agregado fino por la incorporación de polvo.

El diseño de los hormigones se realizó teniendo en cuenta el factor de empaque de la mezcla de arena, polvo y piedra partida. Para ello, se empleó el modelo de Toufar Modificado, el cual proporciona una buena estimación del factor de empaque para la mezcla de dos o tres agregados. La Figura 5.8 muestra la variación del factor de empaque de los agregados empleados en este trabajo. Los contenidos óptimos de materiales granulares para producir el máximo empaquetamiento (0,74) varían entre 5 a 10 % de polvo, 30 a 35 % de arena, y 55 a 60 % de piedra. Adicionalmente, en la Figura 5.8 también puede observarse que para un contenido de polvo superior al 10 %, las curvas de iso-respuestas para los distintos factores de empaque se encuentran muy próximas entre sí, indicando que este parámetro puede disminuir abruptamente, si el porcentaje de polvo es mayor al 10 % en la mezcla de tres materiales granulares, o lo que es lo mismo, cuando el contenido de polvo referido al agregado fino sea superior al 25 %.



**Figura 5.8:** Variación del factor de empaque.

En la Figura 5.9 se analiza como el contenido de polvo modifica el empaque de la arena triturada empleada. Los valores experimentales y teóricos muestran similar comportamiento, y en ambos casos, el valor máximo se obtiene para un 20 % de contenido de polvo en el agregado fino.



**Figura 5.9:** Influencia del contenido de polvo sobre el factor de empaque de la arena triturada granítica.

Teniendo en cuenta el rango de interés de contenidos de polvo, en función del factor de empaque, se elaboraron dos series de hormigones, la serie *H* en la cual se reemplazó arena por polvo de roca entre un 0 y 20 %, en peso; y la serie *Hp* donde se incorporó un aditivo reductor de agua, para evaluar el efecto del polvo en mezclas con este tipo de aditivo. Las dosificaciones estudiadas se detallan en Tabla 5.13, identificándolas con el tipo de serie, seguido del porcentaje de polvo incorporado. Las relaciones *a/c* empleadas para las series *H* y *Hp* son 0,59 y 0,53, respectivamente. La dosis de aditivo reductor de agua fue de 0,80 cm<sup>3</sup>/kg de cemento, para lograr una reducción de un 7,3 % del agua de amasado. Los hormigones *H* y *Hp* se consideran como “mezclas de referencia”, por ser elaborados con arena lavada, que satisface ampliamente la exigencia de la Norma IRAM 1512, respecto al contenido de polvo.

**Tabla 5.13:** Dosificaciones de los hormigones con arenas con diferentes contenidos de polvo.

Mezcla N°	Denominación	% Polvo	Materiales (kg/m <sup>3</sup> )					Aditivo Plastificante
			Agua	Cemento CP-4	Agregado fino TG-1	Polvo	Agregado grueso PG-1	
106	<i>H</i>	0	205	350	715	0	1080	No
107	<i>H-5</i>	5	205	350	679	36	1080	
108	<i>H-10</i>	10	205	350	644	71	1080	
109	<i>H-15</i>	15	205	350	608	107	1080	
110	<i>H-20</i>	20	205	350	572	142	1080	
111	<i>Hp</i>	0	193	365	720	0	1090	290 cm <sup>3</sup> /m <sup>3</sup>
112	<i>Hp-5</i>	5	193	365	685	36	1090	
113	<i>Hp-10</i>	10	193	365	649	72	1090	
114	<i>Hp-15</i>	15	193	365	613	108	1090	
115	<i>Hp-20</i>	20	193	365	577	144	1090	

El ensayo de exudación empleado fue el especificado en la Norma IRAM 1604. En el estado endurecido, la resistencia a compresión y el módulo de elasticidad (ASTM C 469) se determinaron en probetas cilíndricas de 15 x 30 cm. El curado se realizó en agua saturada con cal, a  $21 \pm 2$  °C y las edades de ensayos fueron 7, 28, 90 y 180 días. Los resultados informados corresponden al promedio de tres determinaciones. La cantidad de agua no evaporable se determinó de acuerdo al procedimiento propuesto por Powers para calcular el grado de hidratación (Neville, 1988).

**e) Hormigones con Arena Dolomítica Triturada:** Para comparar las características de hormigones elaborados con arenas trituradas graníticas y dolomíticas se utilizaron las mezclas indicadas en la Tabla 5.14. Estas mezclas complementan el estudio basado en las dosificaciones de la Tabla 5.10.

**Tabla 5.14:** Dosificaciones de hormigones con agregado fino dolomítico, en kg/m<sup>3</sup>.

Materiales	Hormigones		
	<i>116</i>	<i>117</i>	<i>118</i>
<i>Mezcla N°</i>			
Cemento portland <i>CP-1</i>	350	400	450
Agua	225	230	225
Agregado fino <i>TD-1</i>	762	705	674
Agregado grueso <i>PG-1</i>	1030	1030	1030
Relación <i>a/c</i>	0,64	0,58	0,50

**f) Efecto de la Mineralogía del Agregado Fino sobre las Propiedades Mecánicas, la Porosidad y la Succión Capilar:** Para analizar la porosidad (ASTM C 642) y la succión capilar (IRAM 1871) de hormigones con diferentes arenas trituradas se emplearon las mezclas detalladas en la Tabla 5.15. En este último caso, las edades de los ensayos fueron 7 y 28 días, y los valores informados corresponden al promedio de tres determinaciones. Las probetas se curaron en cámara húmeda.

Como aglomerante se empleó un cemento portland con filler calcáreo, *CP-5*, con una pérdida por calcinación de 10,3 %, que denota un contenido de filler relativamente elevado. El agregado grueso usado fue la piedra partida granítica *PG-1*. Las cuatro arenas trituradas (*TC-1*, *TD-1*, *TG-4* y *TQ-1*) presentaron módulos de finura y contenidos de polvo similares. Además, se utilizaron dos arenas naturales, una con módulo de finura similar a las anteriores (*AN-1*), y otra, *AN-2*, con un módulo menor, 2,39.

Se diseñaron dos series de hormigones, la Serie 1 con relación  $a/c = 0,45$ , donde se incorporó el aditivo superfluidificante en las mezclas con arenas trituradas para obtener una consistencia de 6-10 cm, manteniendo el volumen de pasta constante. Las mezclas que contienen arenas naturales resultaron plásticas sin necesidad de incorporar aditivos, con un asentamiento mayor. Los hormigones de la Serie 2, con relación  $a/c = 0,50$ , no contienen aditivo debido a que para obtener una consistencia similar a la serie anterior se adicionó un mayor contenido de agua, para cuantificar el efecto de este tipo de práctica de obra sobre la resistencia, porosidad y succión capilar del hormigón. En las Serie 2 no se incluyó la mezcla con *AN-1* por su elevada fluidez, y una modificación de la consistencia cambiaría el volumen de pasta de cemento.

Para el estudio de la succión capilar y corrosión en hormigones de alta performance se utilizó humos de silice, y las dosificaciones se indican en la Tabla 5.16, donde la relación  $a/mc$  fue de 0,40.

**Tabla 5.15:** Dosificaciones de hormigones elaborados con arenas de diferentes orígenes mineralógicos (Series 1 y 2), en kg/m<sup>3</sup>.

Denominación	Serie 1 ( $a/c = 0,45$ )						Serie 2 ( $a/c = 0,50$ )			
	C-1	D-1	G-1	Q-1	N-1	N2-1	C-2	D-2	G-2	Q-2
<b>Mezcla N°</b>	<b>119</b>	<b>120</b>	<b>121</b>	<b>122</b>	<b>123</b>	<b>124</b>	<b>125</b>	<b>126</b>	<b>127</b>	<b>128</b>
Cemento portland CP-5	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400
Agua	180	180	180	180	180	180	200	200	200	200
Agregado fino (*)	798	825	801	777	786	786	745	770	747	725
Agregado grueso PG-1	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000
Aditivo superfluidificante, % (**)	0,50	0,60	0,50	0,50	---	---	---	---	---	---
Asentamiento, cm	6	6	6	10	14	12	6	8	6	10

(\*) TC-1, TD-1, TG-4, TQ-1, AN-1, AN-2, TC-1, TD-1, TG-4 y TQ-1, respectivamente. (\*\*) materia activa polímeros acrílicos.

**Tabla 5.16:** Dosificaciones de hormigones elaborados con arenas de diferentes orígenes mineralógicos (Serie 3), en kg/m<sup>3</sup>.

Denominación	Serie 3 ( $a/mc = 0,40$ )			
	C-3	D-3	G-3	N-3
<b>Mezcla</b>	<b>129</b>	<b>130</b>	<b>131</b>	<b>132</b>
Cemento portland CP-5	435	435	435	435
Silica fume	42	42	42	42
Agua	190	190	190	190
Agregado fino (*)	733	758	731	722
Agregado grueso PG-1	970	970	970	970
Aditivo superfluidificante, %	0,65	0,65	0,65	0
Asentamiento, cm	5	4	5	5

(\*) TC-1, TD-1, TG-4, AN-1, respectivamente.

**g) Efectos de la Forma y la Textura de las Partículas del Agregado Fino Sobre las Propiedades Mecánicas del Hormigón:** Otro de los estudios fue analizar la variación de las propiedades mecánicas de hormigones realizados con agregado fino compuesto por diferentes porcentajes de partículas redondeadas, hasta la edad de 5 años, en base a las dosificaciones indicadas en la Tabla 5.17.

En las mezclas de los hormigones se empleó el cemento CP-2, las arenas AN-1 y TG-2 y el agregado grueso fue una piedra granítica triturada, con tamaño máximo de 16 mm (PG-2). Los agregados fino y grueso triturados provinieron de una misma roca, con resistencia a la compresión de 149 MPa, determinada sobre probetas cúbica de 25 mm de lado. La arena triturada fue lavada para eliminar el contenido de polvo.

El aditivo usado fue un superplastificante a base de formaldehído melamina sulfonado, con 22,4 % de contenido de sólidos,  $pH = 9,3$  y densidad relativa de 1,13. En todas las mezclas, los contenidos de agregados grueso y fino fueron de 1030 y 660 kg/m<sup>3</sup>, respectivamente. La dosis de superfluidificante varió entre 0,70 a 0,90 % en peso del cemento, siendo el mayor contenido el empleado para los hormigones con agregado fino compuesto con un contenido entre el 75 y 100 % de arena triturada. En el

estado fresco todas las mezclas presentaron una adecuada cohesión, con asentamientos del orden del 20 cm, y el tiempo de acción del aditivo estuvo comprendido entre 40 y 60 minutos.

Para evaluar la resistencia a tracción por compresión diametral, se moldearon probetas cilíndricas de 15 x 30 cm, y para los ensayos de compresión, las probetas fueron de 10 x 20 cm. Para el moldeado de morteros, obtenidos por tamizado del hormigón, se emplearon moldes prismáticos de 4 x 4 x 16 cm. Las probetas se mantuvieron sumergidas en agua saturada con cal hasta la edad de ensayo. Se ensayaron tres probetas para flexión y seis, para compresión para cada valor que se informa. Además, fragmentos de probetas de mortero se utilizaron para determinar la cantidad de agua no evaporable y el grado de hidratación, y luego, calcular la relación *gel/espacio* de acuerdo con el procedimiento propuesto por Powers (Neville, 1988).

**Tabla 5.17:** Dosificaciones de hormigones con diferentes % de arena natural, en kg/m<sup>3</sup>.

<i>Mezcla N°</i>	<i>133</i>	<i>134</i>	<i>135</i>	<i>136</i>	<i>137</i>
% arena AN-1	0	25	50	75	100
Cemento portland CP-2	530	530	530	530	530
Agua	159	159	159	159	159
Agregado fino AN-1	0	165	330	495	660
Agregado fino TG-2	660	495	330	165	0
Agregado grueso PG-2	1030	1030	1030	1030	1030
Aditivo SF (% en peso del cemento)	0,9	0,9	0,9	0,7	0,7
Relación a/c	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30

**h) Dosificaciones de Hormigones de Alta Resistencia o Prestaciones, Elaborados con Arenas Trituradas:** El diseño de estas experiencias estuvo orientado al estudio de la influencia de la forma y la textura superficial de las partículas, y la mineralogía del agregado fino en los HAR. En las mezclas se empleó como aglomerante un cemento portland ARI CP-40 (CP-2), y el agregado grueso usado fue una piedra partida granítica con un tamaño máximo nominal de 16 mm (PG-2). Los agregados finos en estudio son tres arenas trituradas de 0-6 mm y de distintas mineralogías (calcítica, dolomítica, y granítica, TC-1, TD-1 y TG-4, respectivamente), cuyos módulos de finura y contenidos de polvo fueron similares; y además, se empleó una arena natural silíceo (AN-1) sin polvo, con módulo de finura similar a las anteriores, como morteros de referencia. El aditivo superplastificante empleado fue a base de naftaleno sulfonado, con dosis comprendidas entre 0,67 y 0,90 % en peso del cemento.

Se diseñaron dos mezclas de hormigón para estudiar la influencia de la arena triturada, respecto a la arena natural, en el campo de las altas resistencias. Estas mezclas, con relación *a/c* = 0,30, poseen un elevado contenido de cemento (530 kg/m<sup>3</sup>) e igual consistencia. La influencia de la forma y la textura del agregado fino, fue evaluada por comparación de las propiedades en estado fresco y endurecido del hormigón G-530, respecto a las de la mezcla AN-530.

Para la evaluación de la influencia del origen mineralógico de las arenas trituradas, se emplearon seis mezclas diseñadas con contenidos de cemento de 450 y 485 kg/m<sup>3</sup> y similar relación *a/c*. Las mezclas se identificaron con la letra correspondiente a su mineralogía y el contenido de cemento (ver Tabla 5.18).

**Tabla 5.18:** Dosificaciones de las mezclas de hormigones de altas prestaciones, en kg/m<sup>3</sup>.

Denominación	AN-530	G-530	G-485	G-450	D-485	D-450	C-485	C-450
<b>Mezcla N°</b>	<b>138</b>	<b>139</b>	<b>140</b>	<b>141</b>	<b>142</b>	<b>143</b>	<b>144</b>	<b>145</b>
Cemento portland CP-2	530	530	485	450	485	450	485	450
Agua	160	160	160	160	169	175	168	160
Agregado fino (*)	660	660	698	727	720	724	702	736
Agregado grueso PG-1	1030	1030	1030	1030	1030	1030	1030	1030
Superplastificante (% de cemento)	0,67	0,89	0,89	0,89	0,89	0,89	0,89	0,89
Relación a/c	0,30	0,30	0,33	0,36	0,35	0,39	0,35	0,36
Asentamiento (cm)	18,0	17,0	16,0	12,0	8,0	(**)	17,5	14,0

(\*) AN-1, TG-4, TD-1, TC-1, respectivamente - (\*\*) sin asentamiento, mezcla desechada.

*Metodología:* los ensayos de compresión se efectuaron sobre probetas cilíndricas de 10 x 20 cm, encabezadas con pasta de cemento, y para los ensayos de tracción por compresión diametral se emplearon probetas cilíndricas de 15 x 30 cm. Por medio del tamizado del hormigón fresco sobre el tamiz de 4,75 mm se obtuvo mortero, para moldear probetas prismáticas de 4 x 4 x 16 cm. El curado aplicado a hormigones y morteros fue el normalizado. El grado de hidratación y la relación *gel/espacio* se determinaron en base al agua no evaporable de los morteros.

*i) Influencia del Tamaño de las Partículas de Arena:* Las mezclas de hormigones fueron diseñadas manteniendo constante el volumen, el tamaño, la textura superficial, la forma y el origen mineralógico del agregado grueso. De esta manera, la influencia de la fase agregado grueso es similar en todos los hormigones. Entonces se puede analizar y comparar la evolución estructural y mecánica al mantener constante las superficies de interfaces, correspondientes al agregado grueso que son las de mayor influencia y la microfisuración alrededor de las partículas originadas por los efectos de contracción. Las relaciones a/c estudiadas fueron 0,30, 0,33 y 0,36.

Los hormigones se identifican con el contenido de cemento, seguido de la granulometría del agregado fino y las proporciones se detallan en la Tabla 5.19. Se elaboraron dos series de hormigones con contenidos de cemento de 530, 485 y 450 kg/m<sup>3</sup>, en una de ellas se empleó arena triturada 0-3 mm, y en la otra, arena 0-6 mm. El contenido de polvo (partículas < 75 µm) en las mezclas estuvo en el orden de 62 a 78 kg/m<sup>3</sup> de hormigón.

**Tabla 5.19:** Dosificaciones de los hormigones con arenas trituradas “0-3 mm” y “0-6 mm”, en kg/m<sup>3</sup>

Denominación	530-06	485-06	450-06	530-03	485-03	450-03
<b>N° de mezcla</b>	<b>146</b>	<b>147</b>	<b>148</b>	<b>149</b>	<b>150</b>	<b>151</b>
Cemento	530	485	450	530	485	450
Agua	160	160	160	160	160	160
Arena granítica triturada	660	698	727	660	698	727
Agregado grueso	1030	1030	1030	1030	1030	1030
Aditivo [%]	4	4	4	4	4	4
Relación a/c	0,30	0,33	0,36	0,30	0,33	0,36
Asentamiento [mm]	170	160	120	170	160	115



**j) Contracción de Morteros elaborados con Diferentes Tipos de Arenas:** Los agregados finos utilizados son arenas trituradas 0-6 mm, de distintos orígenes mineralógicos (calcítica, cuarcítica, dolomítica y granítica, *TC-1*, *TQ-1*, *TD-1*, *TG-4*, ver Tablas 5.1 y 5.2), y como arena de referencia se emplea una arena natural silíceá (*AN-1*) de similar módulo de finura, exenta de polvo, cuyas características son descriptas en la Tabla 5.3.

Los morteros de la serie realizados con arenas trituradas calcítica, cuarcítica, dolomítica y granítica se identifican con la siguiente nomenclatura: *MC*, *MQ*, *MD* y *MG*, respectivamente. Las dosificaciones se indican en Tabla 5.20. La relación *a/c*, en peso, empleada en esta serie de morteros fue de 0,50.

La segunda serie de morteros elaborados con arena natural se identifican: como *NAC* para aquellos de relación *a/c* de 0,50, como *NF* cuando la fluidez es similar a la serie de morteros con arenas trituradas (con menor volumen de pasta y relación de *a/c* = 0,50) y, finalmente, como *N* al mortero con una fluidez igual al del mortero *NF*, pero con un contenido de agua menor y manteniendo constante el contenido de cemento (relación *a/c* = 0,35).

La contracción por secado de los morteros se evaluó sobre probetas prismáticas de 2,5 x 2,5 x 25 cm, de acuerdo con la Norma ASTM C 157/93, y los valores que se informan corresponden al promedio de 3 determinaciones. Las probetas se mantuvieron en la cámara húmeda, los primeros siete días y luego, se estacionaron en ambiente de laboratorio. Sobre las mismas probetas se determinó la pérdida de agua. La resistencia a compresión y a flexión de los morteros se determinó con probetas de 4 x 4 x 16 cm, realizando un curado normalizado hasta la edad de ensayo. La resistencia mecánica de la pasta se evaluó en probetas iguales que las de contracción.

**Tabla 5.20:** Dosificaciones de los morteros para estudios de contracción, en gramos/pastón.

Mortero	<i>MC</i>	<i>MQ</i>	<i>MD</i>	<i>MG</i>	<i>NAC</i>	<i>NF</i>	<i>N</i>	Pasta
<b>Mezcla N°</b>	<b>152</b>	<b>153</b>	<b>154</b>	<b>155</b>	<b>156</b>	<b>157</b>	<b>158</b>	<b>159</b>
Cemento portland <i>CP-4</i>	500	500	500	500	500	400	500	1000
Agua	250	250	250	250	250	200	175	500
Agregado fino (*)	1500	1500	1500	1500	1500	1755	1500	----
Relación <i>a/c</i>	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,35	0,50
Fluidez (%)	58	43	35	50	150	60	60	----

(\*) *TC-1*, *TQ-1*, *TD-1*, *TG-4*, respectivamente, y *AN-1* en *NAC*, *NF* y *N*.

**k) Efecto Filler del Polvo de Roca de las Arenas Trituradas:** Los estudios correspondientes a la evaluación del efecto filler del polvo de roca, que contienen las arenas trituradas fueron realizados en base a las mezclas detalladas en la Tabla 5.21. En esta etapa se utilizó un cemento portland de alta resistencia inicial, sin adiciones, *CP-2*. El agregado grueso utilizado fue la piedra partida granítica *PG-1*; y como agregado fino se empleó la arena *AN-2*. Las características de los polvos utilizados (caliza molida y polvo granítico) y de los materiales finos de referencia (cuarzo y puzolana) se indican en las Tablas 5.6 y 5.7.

Se diseñó una serie de hormigones patrones con distintas relaciones *a/c*, en peso, comprendidas entre 0,35 y 0,55. Las mezclas se identifican con la letra *R*, seguida de la relación *a/c* en por ciento, y sus proporciones, se describen en la Tabla 5.21. Para evaluar el efecto de los diferentes polvos de roca se reemplazó un 20 % del CP-ARI de la serie *R* por caliza molida y polvo granítico, en coincidencia con el valor máximo de la Norma IRAM 1592. En Tabla 5.16 se indican las proporciones de estas series de

hormigones con cemento mezcla (series *C* y *G*). Las siguientes series de hormigones tienen una composición similar a la anterior, salvo que el material fino de reemplazo es cuarzo molido y puzolana, para evaluar el efecto sobre las propiedades mecánicas del hormigón de una adición no puzolánica y otra, puzolánica; y así, poder cuantificar comparativamente el comportamiento de los polvos de roca.

Se moldearon probetas cilíndricas de 15 x 30 cm para los ensayos de compresión y de tracción por compresión diametral, y probetas prismáticas de 10 x 15 x 45 cm para los ensayos de flexión, con cargas aplicadas en los tercios. El número de ensayos realizados por valor de resistencia informado es de tres, y el curado de las probetas se efectuó bajo condiciones controladas de temperatura y humedad. Adicionalmente, se moldearon morteros obtenidos por tamizado de hormigones con 10 y 20 % de filler calcáreo, para analizar la relación “*gel/espacio*”.

**Tabla 5.21:** Dosificaciones de los hormigones elaborados con diferentes tipos de polvo de rocas, en kg/m<sup>3</sup>.

Serie	Mezcla N°	H°	Relaciones		Cemento CP-2	Polvo (p)	Agua	A. fino AN-3	A. grueso PG-1
			$a/(c+p)$	$a/c$ efectiva					
Patrón	160	R-35	0,35	0,44	470	0	165	729	1050
	161	R-45	0,45	0,56	370	0	165	807	1050
	162	R-55	0,55	0,69	300	0	165	870	1050
Series c/polvo (*)	163 a 165	F-35	0,35	0,44	376	94	165	729	1050
	166 a 168	F-45	0,45	0,56	296	74	165	807	1050
	169 a 171	F-55	0,55	0,69	240	60	165	870	1050

(\*) *F* se reemplaza por *C*, *P* o *G* en correspondencia del tipo de filler que contiene la mezcla.

## 5.7.- Consideraciones sobre las Dosificaciones: resumen

En la Tabla 5.22 se indica un resumen de las mezclas ejecutadas a lo largo del trabajo experimental en correspondencia con los puntos de la tesis en que han sido empleadas y la temática tratada.

**Tabla 5.22:** Mezclas utilizadas en diferentes líneas de investigación que constituyen la presente tesis.

Temática tratada	Mezclas N°	Tabla N°	Punto de la Tesis
Estado fresco de hormigones con arenas trituradas y su relación con los que contienen arena natural.	1 a 42	5.10	7.1.a
Mezclas de arenas natural y triturada	43 a 45 51 a 80	5.11 5.9	7.1.b
Efecto del tipo de arena sobre la acción de los aditivos.	81 a 105	5.12	6.2
Evaluación de la exudación	106 a 115	5.13	6.3
Propiedades mecánicas: efecto de la forma y textura de los agregados finos.	116 a 118	5.14	7.1.d
Efecto de la mineralogía del agregado fino sobre las propiedades mecánicas, porosidad, succión capilar y corrosión. Efecto del curado.	119 a 132	5.15 y 5.16	7.1.c, 7.3, 8.2 y 8.3
Efecto de la forma y la textura de las partículas del agregado fino sobre las propiedades mecánicas del hormigón.	133 a 137	5.17	7.1

**Tabla 5.22:** Mezclas utilizadas en diferentes líneas de investigación que constituyen la presente tesis (Cont.)

Temática tratada	Mezclas N°	Tabla N°	Punto de la Tesis
Hormigones de alta resistencia con diferentes tipos de agregados finos triturados	138 a 145	5.18	7.1.e
Efecto del tamaño de las partículas de las arenas trituradas sobre las propiedades del hormigón	146 a 151	5.19	7.1.f
Contracción en morteros con diferentes arenas	152 a 159	5.20	7.2
Efecto filler del polvo de roca de las arenas trituradas	159 a 171	5.21	7.4

### 5.8.- Acero de vigas de hormigón armado

En Tabla 5.23 se indican las características de las barras de acero y de los estribos.

**Tabla 5.23:** Características de las armaduras.

Armadura	Diámetro (mm)		Límite elástico (MPa)	Carga última de rotura (MPa)
	Nominal	Equivalente		
Longitudinal	4,20	4,04	730	855
Estribos	2,10	2,10	328	462

### 5.9.- Metodología Empleada en los Ensayos de Carbonatación y de Corrosión de las Armaduras

#### 5.9.1. Proceso de carbonatación

Los espesores de los frentes de carbonatación, se obtuvieron de probetas de hormigón elaborados con diferentes arenas, expuestas en ambiente rural, durante períodos comprendidos entre 34 y 75 meses. Se estacionaron probetas cilíndricas de 10 cm de diámetro y 5 de alto, y probetas prismáticas de 15 x 15 x 45 cm, expuestas a la atmósfera de la ciudad de Olavarría (A-2, clase de exposición: ambiente normal según el Reglamento CIRSOC 201-05).

Se estudiaron dos series de hormigones (ver Tabla 5.15): la Serie 1 tuvo una relación  $a/c = 0,45$  y se le aplicó un curado normal durante 28 días, y la Serie 2, con una relación  $a/c = 0,50$  y con 3 días de curado normal. En el caso de la Serie 2 la trabajabilidad fue similar a la de la Serie 1, modificando los contenidos de agua y de pasta, en reemplazo del uso de aditivo superfluidificante, cuando se empleó arenas trituradas. En cada serie el volumen de pasta se mantuvo constante y la variable fue el tipo de arena empleada. Luego del curado normal, las probetas se mantuvieron expuestas a la acción de la intemperie, y la determinación del espesor carbonatado se obtuvo mediante el método de la fenolftaleína. El mismo consiste en la pulverización de una solución de fenolftaleína, la cual hace virar la superficie tratada a un color rosa-púrpura cuando el hormigón no está carbonatado, mientras que las zonas carbonatadas, con  $pH$  del orden de 9/10, permanecen incoloras.

### 5.9.2. Proceso de corrosión acelerada

En los estudios de corrosión del acero de refuerzo se utilizan tres metodologías de corrosión: natural, simulada y acelerada. En la primera se exponen las armaduras en ambientes agresivos o se estudian armaduras ya corroídas extraídas de estructuras. Si bien los resultados son representativos, es necesario un largo período de tiempo para obtener resultados significativos.

En los ensayos de corrosión simulada, las probetas se someten a soluciones salinas que simulan la solución acuosa dentro de la estructura de poros del hormigón que se encontraría expuesto a determinados ambientes, aunque sus resultados no siempre se corresponden con los comportamientos observados en estructuras reales. Sin embargo, el uso de ensayos acelerados se ha tornado una herramienta valiosa para el estudio de la vida útil de materiales y estructuras. Por lo expuesto, en este trabajo se utiliza el método de corrosión acelerada de las armaduras. En estos estudios, las armaduras se sometieron a un proceso de corrosión acelerada a lo largo de aproximadamente 4 meses, mediante la aplicación de una corriente exterior, aproximadamente constante, provista por un galvanostato, cuya densidad de corriente inicial es de  $100 \mu\text{A}/\text{cm}^2$  (Figura 5.10).



(a) (b)  
**Figura 5.10:** Vigas en ensayo (a) - Contraelectrodo y fisuras iniciales (b).

En este tipo de ensayo se controló la corriente aplicada, y se pudo obtener diferentes niveles de corrosión de las armaduras en cortos períodos de tiempo. La corriente se aplicó sobre la superficie del hormigón, en la parte inferior de la viga en el sentido de llenado, a través de un contraelectrodo formado por una malla de acero (de 50 cm de largo y 8 cm de ancho). Sobre el mismo se dispuso una esponja (de iguales dimensiones), que se mantuvo humectada permanentemente con una solución al 0,3 % en peso de NaCl. Esta metodología se ha empleado satisfactoriamente en otros trabajos anteriores (Ortega, 2008; Aveldaño, 2009; Cabrera, 2011).

En este trabajo, la densidad de corriente aplicada fue de alrededor de diez veces la medida máxima detectada en estructuras de hormigón armado altamente corroídas (Moreno Fernández, 2009). De esta manera se obtuvieron penetraciones de ataque de cierta importancia, en tiempos relativamente cortos, sin alterar significativamente la naturaleza del proceso. Esta metodología la han adoptado otros autores, en distintos trabajos sobre el tema (DURAR, 2000; Rodríguez, 1993; Alonso, 1998). Además, respecto a la densidad de corriente aplicada, se deben tener en cuenta estudios realizados en el Instituto Torroja en los que se aplicaron valores de 1, 3 y  $100 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ .

Por otra parte, la aplicación de la solución de cloruros sobre la viga endurecida, se adoptó debido a que el acero embebido en el hormigón necesita 7 días para generar la capa pasiva. Entonces, resulta inapropiado efectuar los ensayos añadiendo cloruros con el agua de mezclado ya que el acero no tiene tiempo para pasivarse y, de este modo, el umbral de cloruros, los productos de corrosión y el tipo de corrosión (localizada o más uniforme), serán diferentes de aquellos en los cuales los cloruros penetran en el hormigón endurecido (Rodríguez, 1996). Existen trabajos donde se muestra que el proceso de deterioro es distinto (Aveldaño, 2010). En este trabajo experimental se pretende estudiar la situación de estructuras de hormigón expuestas a un ambiente agresivo, tal es el caso de un ambiente marino, por ello, se decidió hacer ingresar a los cloruros desde el exterior, en lugar de colocarlos en la masa del hormigón, como ocurriría cuando los agregados están contaminados con cloruros, por ejemplo.

Desde el momento en que se aplicó la densidad de corriente se realizó un seguimiento ocular de la superficie de las vigas y registrando el momento de la aparición de las primeras manchas y de las primeras fisuras. A partir del surgimiento de las fisuras, se efectuó periódicamente la medición del largo y ancho de las mismas, para luego calcular las áreas de fisuración. Además, se registraron los potenciales de corrosión, de acuerdo a los procedimientos normalizados con un electrodo de referencia Cu/SO<sub>4</sub>Cu (Torres Acosta, 1998), en cuatro puntos de la parte central de las vigas. Posteriormente, se efectuó el descubrimiento de las barras, relevándose su deterioro y finalmente se realizó una gravimetría, para determinar las particularidades de la corrosión registrada en cada caso analizado.

**Cálculo de la Intensidad de Corriente (I) que se le aplica con el Galvanostato:** El cálculo para los estudios de corrosión acelerado de las vigas de la presente tesis es el siguiente:

- Área de barras = Cantidad de barras x Perímetro de una sección de barra x Longitud de la zona afectada
- Área de estribos = Cantidad de estribos afectados x Perímetro de una sección de barra x longitud de la zona afectada

Considerando que las armaduras principales son 2 barras de 4,2 mm y que en la zona afectada hay 5 estribos de 2,1 mm, cuyo ancho es de 6 cm y en la dirección vertical del estribo, la longitud que estaría afectada se considera de 2 cm, las áreas expuestas son las siguientes:

$$\text{Área de barras} = 2 \times 1,3195 \text{ cm} \times 50 \text{ cm} = 132 \text{ cm}^2$$

$$\text{Área de estribos} = 5 \times 0,6597 \text{ cm} \times 10 \text{ cm} = 33 \text{ cm}^2$$

$$\text{Área total} = 132 + 33 = 165 \text{ cm}^2$$

$$I = \text{Densidad de corriente} \times \text{Área total}$$

$$I = 100 \mu\text{A} / \text{cm}^2 \times 1 \text{ mA} / 1000 \mu\text{A} \times 165 \text{ cm}^2 = 16,5 \text{ mA}$$

**Vigas de hormigón armado:** Las vigas de hormigón armado (de 8 x 16 x 110 cm<sup>3</sup>) se construyeron con 4 barras de acero conformado de dureza natural de 4,2 mm de diámetro y con estribos realizados con alambre liso de 2,1 mm de diámetro, con una separación de 10 cm. Las armaduras longitudinales tuvieron un recubrimiento de 10 mm (ver Figuras 5.11 y 5.12), por medio de separadores realizados en

mortero. La relación “recubrimiento/diámetro de la barra” ( $C/\emptyset$ ) fue igual a 2,38. Las vigas y probetas fueron mantenidas sumergidas en agua saturada con cal a  $20 \pm 2$  °C hasta la edad de 28 días.

Con el fin de minimizar las tensiones en las armaduras, se mantuvieron apoyadas en toda su longitud, siendo permanentemente humectadas por su parte superior, en una zona intermedia de 50 cm de longitud, con una solución de un 0,3% (en peso) de cloruro de sodio (NaCl), para aumentar la conductividad del medio, y hacer más efectivo el proceso de impresión de la corriente. No se empleó una concentración mayor para minimizar el ataque localizado de los iones cloruro.

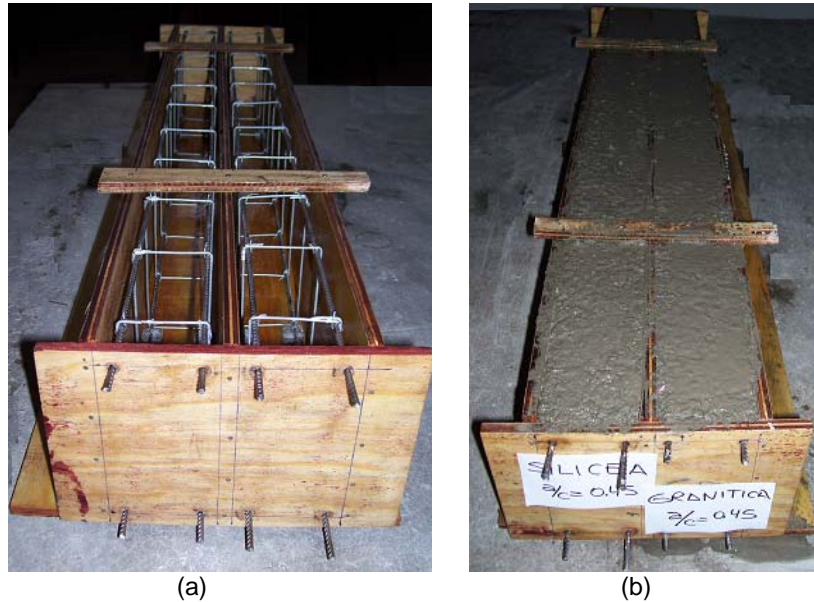


Figura 5.11: Disposición de la armadura en los encofrados (a) y vigas recién moldeadas (b).

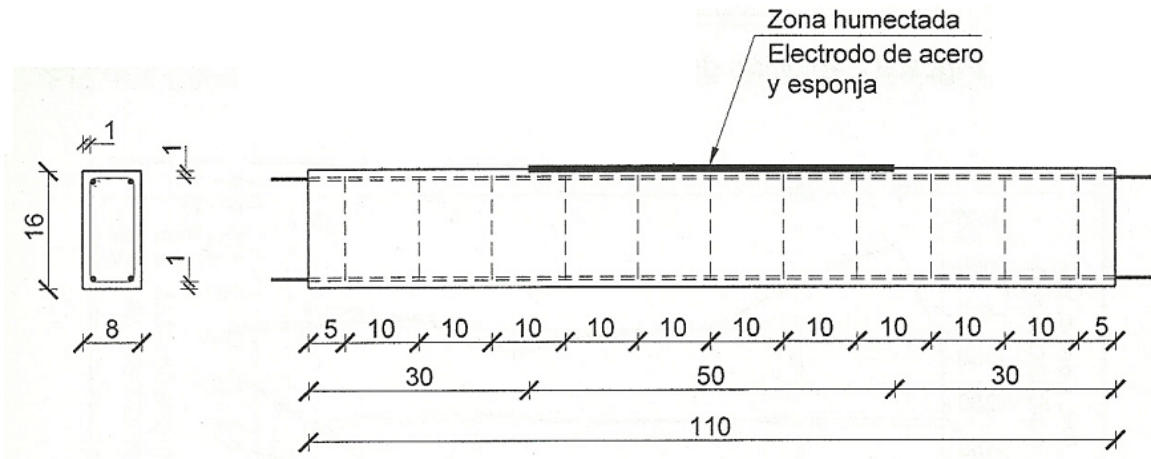


Figura N° 5.12: Esquema de las armaduras de las vigas, con dimensiones en cm.

“Caracterización de la Durabilidad de Hormigones con Arenas de Trituración”



## Capítulo 6

# ESTADO FRESCO DE HORMIGONES ELABORADOS CON ARENAS TRITURADAS

## Capítulo 6

### **ESTADO FRESCO DE HORMIGONES ELABORADOS CON ARENAS TRITURADAS**

En este capítulo se analiza el comportamiento de hormigones en el estado fresco, orientando dicho análisis a la evaluación de la incidencia de la forma y textura superficial del agregado fino sobre los aspectos reológicos de las mezclas. La base experimental se efectuó empleando métodos sencillos y sensibles en base al análisis efectuado en el punto 4.5.

El programa experimental comprendió el estudio del estado fresco de hormigones con arenas con partículas angulares y rugosas, la evaluación de la influencia de las características físicas del agregado fino sobre el contenido de agua y/o de pasta de cemento y la exudación que modifican el comportamiento mecánico e inciden sobre los mecanismos de transporte, respecto al caso de hormigones con arenas de granos redondeados y lisos. Aunque las características físicas de las partículas de la arena triturada modificará la interfaz “*agregado fino-pasta de cemento*”, de un modo favorable para la adherencia y el incremento de la tortuosidad de dicha interfaz.

El estado fresco de morteros y hormigones comprende el período que va desde el momento en que el cemento se pone en contacto con el agua, hasta que comienza el fraguado. Durante este tiempo, el material debe tener un comportamiento reológico que permita la adecuada colocación y compactación, que evite la formación de nidos de abeja y de poros de aire atrapado, que logre el recubrimiento total de las armaduras, obtenga la mínima segregación y exudación, y una buena terminación superficial. Los defectos que el material pueda incorporar en este período, repercutirán de manera desfavorable sobre sus propiedades mecánicas y durables, siendo escasa o nula la posibilidad de revertirlos posteriormente.

La selección de los materiales, la dosificación adecuada a los métodos de colocación y la compactación y el grado de control empleado influyen sobre las propiedades del material en estado fresco, siendo la trabajabilidad la propiedad que lo caracteriza. Dado que la trabajabilidad es una propiedad que se refiere a la energía que se le debe entregar al hormigón para obtener su total compactación, sin excesiva segregación, ni exudación, a los fines tecnológicos se cuantifica la consistencia (capacidad de fluir) de la mezcla por el ensayo de asentamiento (Norma IRAM 1536). Dentro de las variables que afectan al estado fresco, el agregado fino, especialmente sus características físicas de tamaño, forma y textura superficial, tienen una influencia importante sobre la trabajabilidad y los contenidos de agua y/o pasta de las mezclas, siendo este un punto importante para el desarrollo de la presente tesis.

El empleo de arenas trituradas como único agregado fino trae aparejado teóricamente, entre otros factores, algunos que deben ser investigados experimentalmente en profundidad, como por ejemplo:

- cambios en la reología de las mezclas, respecto a aquellas fabricadas con arenas naturales, ante la modificación de la forma y textura superficial de las partículas de árido fino;
- necesidad de un mayor contenido de agua y/o de pasta, para obtener una trabajabilidad similar;
- efecto sobre la acción de los aditivos químicos;



- modificaciones en el fenómeno de exudación;
- efecto del contenido de polvo de roca, que contienen las arenas trituradas.

Los estudios y experiencias realizadas para cumplir con los objetivos propuestos en el estado fresco del hormigón, se desarrollan en tres bloques en el presente Capítulo, a fin de cumplir con los objetivos planteados en el Capítulo 1.

## 6.1.- Comportamiento en Estado Fresco de Hormigones con Arena Triturada

### 6.1.1.- Presentación de Resultados Experimentales sobre el Estado Fresco

El conocimiento del comportamiento del estado fresco de las mezclas es fundamental para asegurar la correcta colocación y compactación del hormigón sin segregación ni una exudación desfavorable, en lo que respecta a su capacidad y velocidad. Además, como la reología de las mezclas está fuertemente vinculada al contenido de agua (ver Ecuación 4.10), su influencia en las propiedades mecánicas y durables de las estructuras es notable.

La relación entre el contenido de agua y la consistencia, relación que es afectada sensiblemente por la finura, forma y textura del agregado fino, es importante en el diseño de mezclas, y en ese sentido, el Comité ACI 211 incluye esta relación para diferentes tamaños máximos del agregado grueso. En este caso, los valores se refieren a hormigones con arenas naturales. En cambio, el método de dosificación BS-1986 indica una relación para mezclas que contienen arenas trituradas.

A continuación se presentan los resultados obtenidos destinados a evaluar el estado fresco de los hormigones elaborados con agregados finos con diferentes formas y texturas superficiales, de acuerdo con el punto 1.4.1.b del programa teórico-experimental. Para esta evaluación se diseñaron experiencias diferentes. En primer término, con el fin de evaluar comparativamente las recomendaciones ACI y BS se elaboró una serie de hormigones con distintas proporciones (ver Tabla 5.10). En la Figura 6.1 se muestran los valores del asentamiento correspondiente a 42 mezclas de hormigones, diseñadas con diferentes relaciones *agregado fino/agregado grueso*, elaborados con arena triturada granítica *TG-1*, piedra partida 6-20 mm *PG-1* y contenidos de cemento *CP-1* entre 250 y 400 kg/m<sup>3</sup>.

Complementariamente, se realizó otra experiencia comparativa entre hormigones con distintas arenas, y para ello, se elaboró una serie de mezclas (ver Tabla 5.14) con arena triturada dolomítica (*TD-1*). Teniendo en cuenta que la forma de las partículas de este tipo de arena, es más elongada que en el caso de la arena granítica, entonces, se evaluará comparativamente los contenidos de agua de hormigones con arena de tres tipos de formas, redondeada, angular y elongada (ver Tabla 6.1).

**Tabla 6.1:** Contenido de agua (kg/m<sup>3</sup>) vs. Asentamiento para hormigones con diferentes tipos de arenas.

Asentamiento (cm)	Rango de Consistencia	Hormigón elaborado con arena:		
		Dolomítica	Granítica	Natural (ACI 211)
0 – 5,0	Seca	200-218	215	190
7,5 – 10,0	Plástica	225-230	225	205
15,0 – 17,5	Fluida	248	240	216

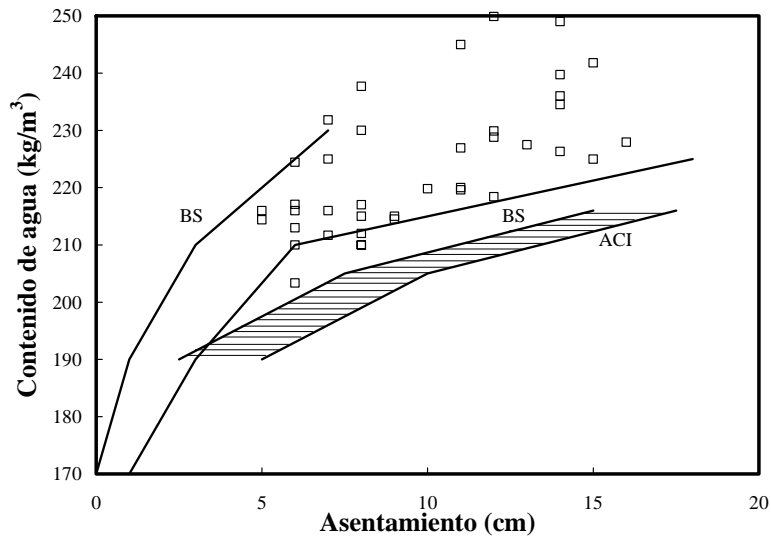


Figura 6.1: Relación entre el contenido de agua y el asentamiento para hormigones con arena triturada granítica.

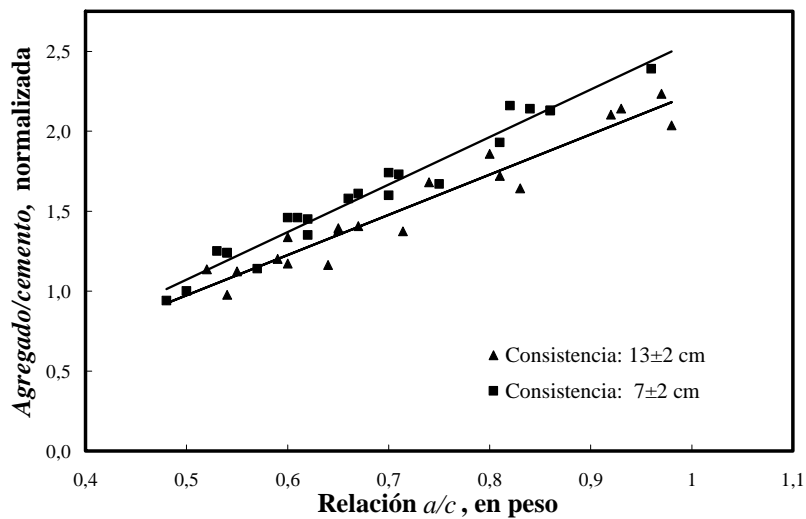
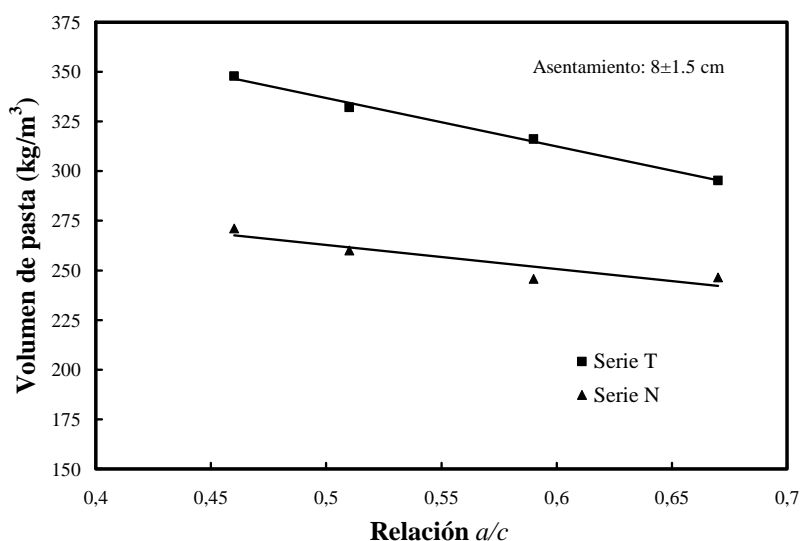


Figura 6.2: Relación entre los principales parámetros que gobiernan el estado fresco del hormigón ( $R^2=0,93-0,96$ ).

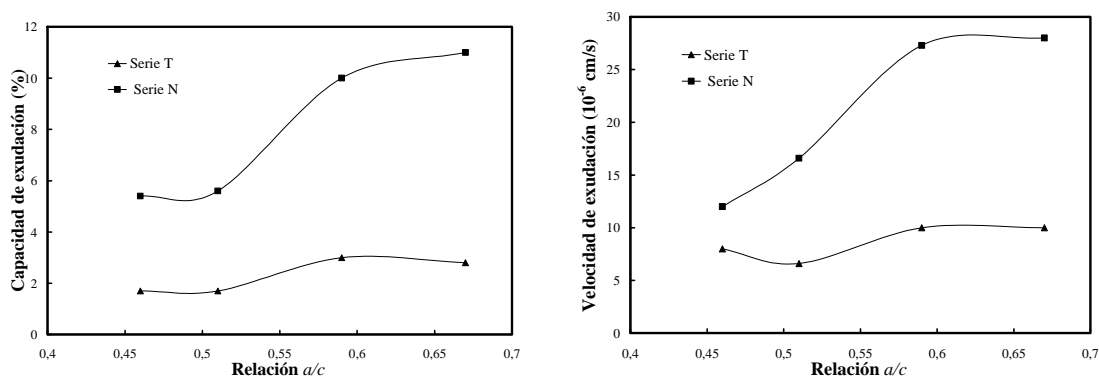
El estado fresco del hormigón queda definido por algunas variables que tienen un impacto importante. Como se indica en el Capítulo 4, la trabajabilidad depende del contenido de agua, y de las relaciones  $a/c$  y  $agregado/cemento$ , donde esta última refleja la cantidad de pasta necesaria para lubricar las partículas de agregados. A su vez, la cantidad de pasta depende de la finura del cemento, y del tamaño y características superficiales de los agregados. Algunos autores han establecido una *relación agregado/cemento normalizada*, es decir, que este parámetro se relativiza con el correspondiente al de una dosificación con relación  $a/c = 0,50$  (Nagaraj, 1993). Los valores experimentales de las mezclas con arena triturada granítica indicadas en la Tabla 5.8, se utilizaron para obtener la relación *agregado/cemento normalizada*, y vincularla con la relación  $a/c$ . Los valores calculados se agruparon en dos rangos de consistencia,  $7\pm 2$  y  $13\pm 2$  cm, en dos rectas con altos coeficientes de regresión, que permiten analizar en forma clara la interrelación entre las variables mencionadas (ver Figura 6.2).

Para completar el estudio del comportamiento del estado fresco, y analizar cómo influye la forma y textura del agregado fino en el contenido de pasta del hormigón, se diseñaron otras series de hormigones con relaciones  $a/c$  entre 0,46 y 0,67, y empleando dos arenas con curvas granulométricas comprendidas dentro de los límites A y B de la Norma IRAM 1627, *AN-2* (Serie *N*) y *TG-3* (Serie *T*). El contenido de polvo de la arena triturada fue del 10 %, en cambio la arena natural no contenía este material (ver Tablas 5.1 y 5.3). Las dosificaciones utilizadas se indican en la Tabla 5.9, donde se destaca el alto contenido de agua para las mezclas con arena triturada. Las arenas elegidas, *AN-2* y *TG-3*, tienen características físicas extremas respecto a su efecto sobre la reología del hormigón fresco.

En las Figuras 6.3 y 6.4 se presentan los valores de los contenidos de pasta de las mezclas, para los rangos de consistencia definidos para diferentes relaciones  $a/c$ , y los resultados de los ensayos de exudación realizados para las series de hormigones *T* y *N*.



**Figura 6.3:** Volumen de pasta para hormigones con arenas natural *AN-2* (Serie *N*) y triturada *TG-3* (Serie *T*) ( $R^2=0,85-0,99$ ).



**Figura 6.4:** Capacidad y velocidad de exudación de Serie *N* (*AN-2*) y la Serie *T* (*TG-3*).

### 6.1.2.- Análisis y Discusión de Resultados sobre el Estado Fresco

En la Figura 6.1 se observa que los valores experimentales de los asentamientos de hormigones conteniendo arena granítica, se ajustan a los límites que establece la Norma BS en su método de dosificación, y se apartan sensiblemente de la zona establecida por el ACI 211, para arenas naturales (zona sombreada).

Resulta preciso tener en cuenta que el proyecto de Reglamento PRAEH, 1964, establecía un límite máximo en el contenido de agua de  $200 \text{ kg/m}^3$ , es decir que indirectamente limitaba el uso de las arenas trituradas en hormigones que no empleaban aditivos químicos. Esta limitación estaba vinculada a los fenómenos de contracción y exudación, y también, para asegurar la resistencia del material resultante ya que limitaba, también, el contenido mínimo de cemento.

Las experiencias realizadas con hormigones realizados con arenas trituradas granítica y dolomítica, que poseen partículas de forma angular y textura superficial cristalina, en el caso de la granítica, y elongada y rugosa para la dolomítica, muestran que el consumo de agua para ambas arenas es similar, y se diferencian notablemente de los hormigones con arenas naturales (ver Tabla 6.1). En términos generales, del análisis de los valores obtenidos se desprende que es necesario incrementar 25-30  $\text{kg/m}^3$  de agua, en los hormigones con arenas trituradas, lo cual se puede traducir en un incremento en el contenido de poros del 2,5-3,0 % del volumen de hormigón endurecido. Sin tener en cuenta los cambios en la interfaz, un contenido de poros del 3 % puede llegar a reducir en aproximadamente un 20 % la resistencia a compresión (Kosmatka, 2004).

Las principales variables que controlan el estado fresco del hormigón se indican en la Figura 6.2. En ella se muestra la interdependencia existente entre las relaciones *a/c* y *agregado/cemento*, y el contenido de agua, dado que para un conjunto de materiales, la consistencia está directamente relacionada con el contenido de agua (ver Ecuación 4.10). De la mencionada figura surge el siguiente análisis que permite mostrar la interdependencia de las tres variables que gobiernan el estado fresco del hormigón, y en este caso particular, elaborado con arena triturada granítica:

- Manteniendo el contenido de agua constante (asentamiento constante), al aumentar la relación *agregado/cemento*, se debe incrementar la relación *a/c*, disminuyendo el contenido de cemento. El hormigón mantendrá la consistencia, aunque la resistencia mecánica disminuirá.
- Manteniendo la relación *agregado/cemento* constante, al incrementar la relación *a/c* se incrementa el contenido de agua y en consecuencia, el asentamiento. La mezcla será más fluida, y la resistencia del hormigón decrecerá.
- Manteniendo la relación *a/c* constante, un incremento en la relación *agregado/cemento* se obtiene con la reducción de los contenidos de cemento y agua, y de esta manera, se reduce el asentamiento. La consistencia del hormigón será menos fluida, y su resistencia no se verá afectada sensiblemente.

Por otra parte, respecto al volumen de pasta de los hormigones en estado fresco, Domone y Soutos justifican la necesidad de que exista un exceso, respecto al contenido de vacíos del conjunto de los agregados para lubricar, dispersar y separar las partículas, a fin de brindar plasticidad a la mezcla. Se considera que el exceso de pasta se sitúa alrededor del 3-10 % por encima del volumen de vacíos de los agregados (Ozol, 1978; Domone, 1994; Toralles Carbonari, 1998). Este concepto es contrario al empleado en mezclas asfálticas, donde un exceso de asfalto incrementa la deformación del material frente a la acción de las cargas.

Si el contenido de vacíos es minimizado, la cantidad de pasta requerida para llenar esos vacíos también es minimizada manteniendo la trabajabilidad y la resistencia. Puede plantearse entonces que una óptima dosificación, es aquella que produce un hormigón de buena calidad con la mínima cantidad de pasta.

Analizando los resultados, en la Figura 6.3 se indican los volúmenes de pasta necesarios para mantener el rango de consistencia de ambas series de hormigones,  $T$  y  $N$ , con arenas natural y triturada. El contenido de pasta de los hormigones realizados con arena triturada es del orden del 28 % mayor, y el contenido de agua es  $45 \text{ kg/m}^3$  mayor respecto a los elaborados con arena natural, para disminuir la fricción interna de las partículas, llenar los espacios entre partículas que en las arenas de trituración es superior al de las arenas naturales (~8 %) con igual granulometría (ver Figura 2.5), y lubricar el polvo de roca que contienen. Este comportamiento se puede reducir con la incorporación de un aditivo superplastificante que disminuye el umbral de cizallamiento (tensión crítica) y la viscosidad plástica, parámetros que definen el modelo de Bingham.

También, se corrobora que las pastas de mayor relación  $a/c$  presentan una menor viscosidad (disminuye el umbral de cizallamiento), y por lo tanto, poseen un poder de lubricación mayor que hace que el volumen de pasta disminuya conforme se incrementa la relación  $a/c$ .

El estudio de esta primera etapa de investigación se completó con la evaluación del fenómeno de la exudación de las mezclas, que en todos los casos se presenta como uniforme, con valores de velocidad de exudación menores al límite de  $100 \cdot 10^{-6} \text{ cm}^3/\text{cm}^2 \cdot \text{s}$  establecido para el caso de exudación canalizada (Popovics, 1973). Se obtuvo un comportamiento más favorable en los hormigones elaborados con arenas trituradas, a pesar del mayor contenido de agua empleado, debido a que la arena triturada posee una rugosidad mayor que incrementa su superficie específica (Ozol, 1978), un contenido de polvo del 10 % que aporta al incremento de la superficie específica, y además, en estos casos las dosificaciones tienen un contenido de cemento superior, que favorecen la retención del agua. En la Figura 6.4 se indican la capacidad y la velocidad de exudación, y se observa que a partir de relaciones  $a/c$  mayores de 0,51 el proceso de exudación resulta más acentuado en ambas series de hormigones; aunque la velocidad de exudación se acentúa a partir de aproximadamente 0,46 en la Serie  $N$ .

Por otra parte, otras experiencias del autor (Cabrera, 2010) muestran que el polvo de roca, con bajo índice de plasticidad, que contienen las arenas de trituración pueden tener un efecto positivo sobre el estado fresco de los morteros ya que incrementa el volumen de “pasta”, separando las partículas y reduciendo la fricción entre ellas. Al considerar al polvo como integrante de la pasta, para el caso de diferentes tipos de arenas de trituración, el espesor máximo de pasta del modelo propuesto por F. de Larrard (de Larrard, 1994 y 1997) es notablemente diferente, hecho que se vincula a la angularidad de las partículas de cada arena.

### 6.1.3.- Consideraciones sobre las Experiencias del Estado Fresco

Las experiencias realizadas en esta primera etapa del programa experimental, orientadas al conocimiento de la influencia del agregado fino triturado en el estado fresco de hormigones, permiten efectuar las siguientes consideraciones:

- La forma y textura superficial de las partículas del agregado fino tiene una fuerte influencia sobre el estado fresco de hormigones, que se manifiesta en incrementos del contenido de agua entre 25 y  $45 \text{ kg/m}^3$  respecto a hormigones con arenas naturales, depende del tipo de arena triturada empleada. También, los estudios muestran que el contenido de pasta debe ser un 28 % mayor, para disminuir la

fricción entre partículas, causada por el mayor número de puntos de contacto entre ellas, debido a la forma irregular y la textura más áspera.

- Las experiencias realizadas con hormigones conteniendo arena triturada muestran que existe una interrelación entre las principales variables que controlan el estado fresco, relaciones  $a/c$  y *agregado/cemento*, y el contenido de agua, de manera similar a lo que ocurre en los hormigones convencionales con arenas naturales.
- A pesar del mayor contenido de agua de los hormigones con arena triturada, la presencia de polvo de roca que contienen estas arenas tiene un efecto beneficioso sobre el fenómeno de exudación.
- Las modificaciones en los contenidos de pasta y/o de agua de mezclado de los hormigones elaborados con arenas con partículas angulosas y ásperas inciden sobre las propiedades mecánicas y en los mecanismos de transporte del hormigón; aunque las características físicas de las partículas de la arena modificará la interfaz “*pasta-agregado fino*”, de un modo favorable para la adherencia y el incremento de la tortuosidad de dicha interfaz.

## **6.2.- Alternativas para Mejorar el Comportamiento en Estado Fresco de los Hormigones con Arenas Trituradas**

Una parte del programa experimental relacionado con el estado fresco, punto 1.4.1.b, evalúa el uso de aditivos químicos y las mezclas de arenas, como alternativas para reducir los consumos de agua, y obtener hormigones más trabajables cuando se emplea predominantemente arena triturada con agregado fino.

### **6.2.1.- Presentación de Resultados sobre Reemplazo Parcial de Arena y Utilización de Aditivos Químicos**

Una de las alternativas para mejorar el estado fresco del hormigón elaborado con arenas trituradas es utilizar una mezcla de arenas empleando una arena natural, de menor costo y bajo módulo de finura, como se detalló en el punto 2.2.2. Otra alternativa para reducir el efecto desfavorable de la forma y textura del agregado fino triturado sobre el estado fresco de hormigones, es el empleo de aditivos químicos. En esta etapa se analizan los resultados de experiencias empleando un aditivo reductor de agua y un incorporador de aire, y luego se efectúa la comparación con los beneficios del reemplazo parcial (30 %) de arena triturada granítica por arena natural fina. El incorporador de aire fue analizado considerando que habitualmente se lo recomienda en los reglamentos para otorgar trabajabilidad a las mezclas que contienen arenas trituradas.

En esta segunda etapa de las investigaciones se emplearon dos arenas: natural silíceo y triturada granítica (*AN-2* y *TG-1*) de igual módulo de finura, y una tercera, natural de bajo módulo de finura (*AN-4*). En las series de hormigones, cuyas dosificaciones se detallan en Tabla 5.11, el contenido de cemento fue el valor recomendado por la Norma IRAM 1663 (IRAM 1663, 1965) para los ensayos de recepción de aditivos químicos. El rango de relaciones  $a/c$  abarca el intervalo entre 0,65 y 0,80, y el de consistencia, se ubicó entre mezclas muy secas a muy fluidas. Los resultados del estado fresco de las distintas series de hormigones elaborados con aditivos y con reemplazo parcial de arena se muestran en las Figuras 6.5 y 6.6.

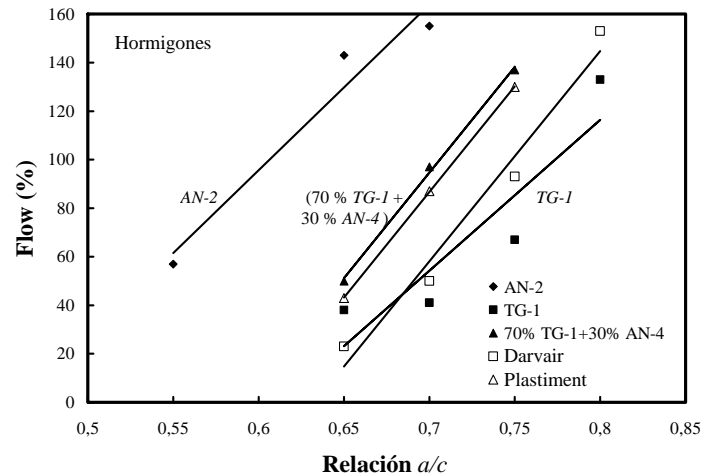


Figura 6.5: Fluidez de hormigones con diferentes aditivos químicos ( $R^2=0,83-0,99$ ).

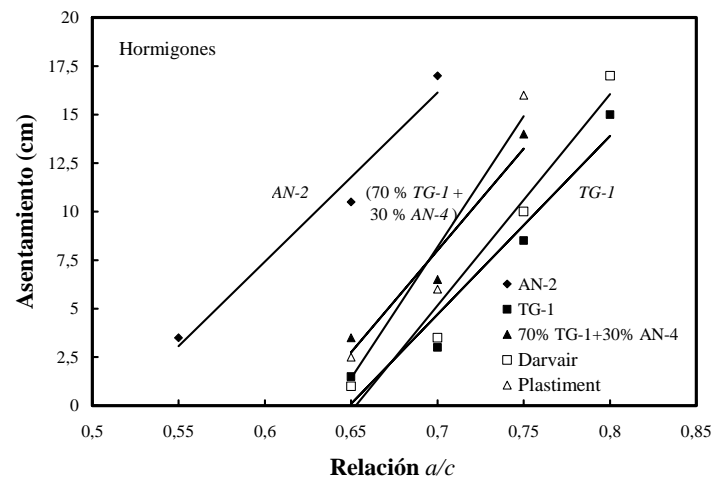


Figura 6.6: Consistencia de hormigones con diferentes aditivos químicos ( $R^2=0,94-0,97$ ).

### 6.2.2.- Análisis y Discusión de Resultados sobre Alternativas para Mejorar el Comportamiento en Estado de los Hormigones

Respecto al comportamiento de los hormigones (ver Figuras 6.5 y 6.6), aquellos que contenían arena triturada como único agregado fino, presentaron un contenido de agua mayor en  $45 \text{ kg/m}^3$  respecto a los hormigones con arena natural, valor similar al obtenido en el punto 6.1.2. En los hormigones en estudio se observa un comportamiento similar al obtenido en morteros (Cabrera, 1991), para el caso del empleo de aditivo plastificante y del reemplazo de arena, resultando estas soluciones más efectivas que la incorporación de aire.

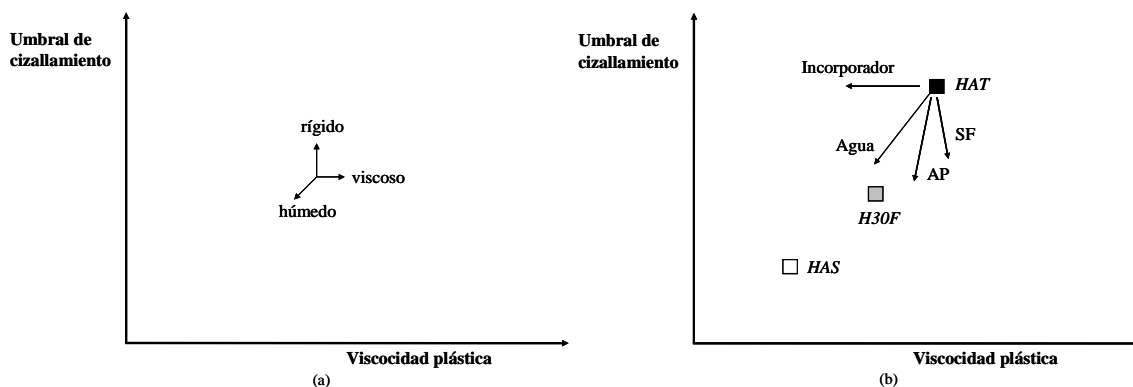
La serie de hormigones elaborados con un aditivo incorporador de aire, con una dosis de  $1 \text{ cm}^3$  de aditivo por kg cemento, alcanzaron un 3,5 % de aire, valor aceptable para el caso en que la utilización del aditivo es con el fin de mejorar la trabajabilidad y cohesión de la mezcla, y no por razones de durabilidad (ACI 211). Los consumos de agua fueron similares a los hormigones con arena triturada. La duplicación de la dosis de aditivo eleva el contenido de aire al 4,5 % y el asentamiento se modifica de 3,5 a 6 cm. Es

decir, que la mayor dosis de aditivo incorporador mejora la trabajabilidad, pero no iguala la consistencia a la de los hormigones con arena natural de igual módulo de finura. Los hormigones con aditivo plastificante tuvieron una ventaja significativa, respecto a los que contenían aditivo incorporador de aire, ya que el porcentaje del contenido de aire fue menor (0,5 – 2,0 %). Cabe acotar que las mezclas con altos asentamientos resultaron poco cohesivas.

Por otra parte, la arena natural fina de reemplazo es un material que se extrae muy cerca de la desembocadura de los ríos de la cuenca del Plata y su granulometría se desarrolla fuera de las curvas A, B y C que establece la Norma IRAM 1627. Esta arena como único agregado exige un alto consumo de agua por lo que su uso no resulta recomendable. Su combinación con la arena triturada produce mezclas aceptables, resultando el comportamiento de los hormigones similar a aquellos realizados con arena triturada y aditivo plastificante. Respecto a los hormigones elaborados con arena triturada, en este caso se pudo reducir el contenido de agua en 13 kg/m<sup>3</sup> y la terminación superficial se ve mejorada.

El comportamiento observado en las alternativas planteadas puede explicarse de acuerdo con el modelo de Bingham, respecto a cómo inciden los aditivos sobre los dos parámetros en los que se basa dicho modelo, el umbral de cizallamiento y la viscosidad plástica (ver punto 4.5). En base a experiencias llevadas a cabo por Wallevik, utilizando un equipo de Tattersall modificando, en la Figura 6.7.a se indican cualitativamente los efectos del cambio de uno u otro parámetro (Wallevik, 1990; Detwiler, 1996). El solo incremento del umbral de cizallamiento hace rígido al hormigón y, en cambio, el solo incremento de la viscosidad, lo torna más viscoso o pegajoso. La disminución de ambos parámetros hace a la mezcla más húmeda. Como se ha mencionado, el umbral de cizallamiento está fuertemente vinculado con el asentamiento (consistencia).

En el esquema de la Figura 6.7.b se indica cualitativamente cómo la reología de los hormigones elaborados con arena triturada se modifica con la incorporación de los aditivos químicos y con el reemplazo de arena natural. En el mismo se plantea que el agua tiene un importante efecto sobre ambas variables. Además, el aditivo incorporador de aire modifica la viscosidad plástica y el asentamiento no sufre mayor modificación; y en cambio el aditivo superfluidificante disminuye fuertemente el umbral, aunque la cohesión de la mezcla se mantiene relativamente constante. Un efecto similar es el del aditivo plastificante, pero reduce levemente la viscosidad. En este esquema se ubicaron, sin escalas fijas, los hormigones con arenas trituradas (*HAT*) y sílicea (*HAS*) de igual finura, y el hormigón que incluye un 30 % de arena sílicea de bajo módulo de finura (*H30F*), y también, se indica la acción de los aditivos sobre el primer hormigón (*HAT*).



**Figura 6.7:** Descripción esquemática del umbral de cizallamiento y de la viscosidad plástica (a); Esquema de la reología de hormigones con arena triturada y aditivos químicos (b).



### 6.2.3.- Consideraciones sobre Alternativas para Mejorar el Estado Fresco

Las experiencias llevadas a cabo para evaluar diferentes alternativas para mejorar el estado fresco de hormigones elaborados con arena triturada, muestran que el reemplazo de un 30 % por arena natural de bajo módulo de finura es una de las más convenientes. Este hecho se asocia a la mejora en el empaquetamiento granular de la mezcla de arena, que lleva a la necesidad de un menor consumo de pasta o con el mismo contenido de pasta a un incremento en la trabajabilidad. Contenidos mayores de arena fina, no producen un efecto beneficioso sobre el estado fresco, dado que comienza a incidir la alta superficie específica de dicho material.

Respecto al uso de aditivos, el aditivo plastificante tiene un mejor comportamiento que el aditivo incorporador de aire. Finalmente, con el modelo de Wallevik se pueden justificar los comportamientos observados en estas experiencias.

### 6.3.- Exudación en Hormigones con Arena Triturada. Efecto del Polvo de Roca

La tercera y última etapa del programa experimental, sobre el estado fresco de hormigones se refiere al fenómeno de exudación en hormigones realizados con arenas trituradas. Es conocido que la segregación y la exudación generan heterogeneidades en la masa del hormigón, que constituyen vías de acceso para el ingreso de soluciones perjudiciales, tanto para el hormigón como para las barras de acero. La magnitud de la segregación y la exudación, están directamente relacionadas con las proporciones de las mezclas. Además, pueden ser afectadas desfavorablemente por la forma y dimensiones de los elementos estructurales a construir, y por los métodos de colocación y compactación utilizados.

En este punto se analiza el efecto del contenido de polvo de roca en las arenas trituradas graníticas, sobre las propiedades del estado fresco del hormigón, con el fin de establecer la necesidad del lavado de este material y analizar el contenido máximo de polvo establecido por las normas. Se estudian mezclas con porcentajes de polvo de 0 a 20 %, y además, se extiende este estudio a mezclas realizadas con un aditivo reductor de agua.

El autor realizó experiencias previas (Cabrera, 2010) sobre el efecto del polvo en la fluidez de morteros con arenas trituradas (granítica, dolomítica, calcítica y cuarcítica) analizando dos series de morteros. En la primera de ellas se consideraba solamente el volumen de pasta de cemento como material “*lubricante*” de los granos de arena ( $a/c = 0,40$ ); y en la otra, se incluía al polvo de roca ( $p$ ) que contienen las arenas como parte integrante de la pasta, de modo que la relación  $a/(c+p)$  sea 0,40, en peso. Dicho estudio llevó a las siguientes conclusiones:

- Para una determinada relación  $a/c$  o  $a/(c+p)$ , una vez que se cubrió con pasta el volumen de vacíos de la arena, la reología de los morteros en estado fresco con diferentes arenas machacadas es similar. A partir de allí, todo incremento de pasta proporcional al volumen de vacíos de la arena tiene una influencia similar en la fluidez, independientemente de la forma y textura de las partículas de la arena.
- Existe una relación entre el contenido de vacíos de la arena y el contenido de agua de los morteros para alcanzar una determinada fluidez, a mayor contenidos de vacíos se observa un incremento en el contenido de agua.
- El polvo de roca con bajo índice de plasticidad que contienen las arenas machacadas puede tener un efecto positivo sobre el estado fresco de los morteros ya que se incrementa el volumen de “pasta”,

separando las partículas y reduciendo la fricción entre ellas. Al considerar al polvo como integrante de la pasta, para el caso de diferentes arenas machacadas, el volumen necesario para iniciar la fluidez como una masa continua es prácticamente igual en todos los casos. En cambio, el espesor máximo de pasta es notablemente diferente, hecho que se vincula a la angularidad de cada arena.

- Complementariamente puede plantearse que el modelo del espesor máximo de pasta de F. de Larrard permite mejorar el entendimiento del estado fresco de los morteros, y especialmente la influencia que tiene la angularidad y el contenido de polvo del árido fino.

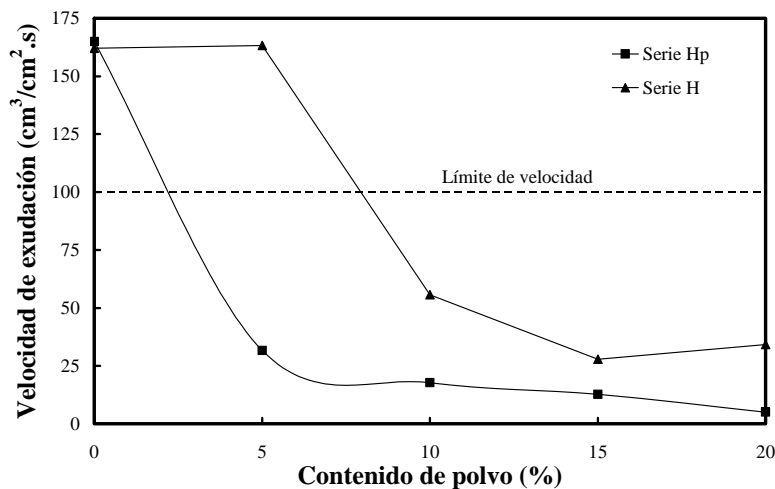
### 6.3.1.- Resultados sobre Estudios de la Exudación

El criterio de diseño de los hormigones para este estudio fue detallado en el Capítulo 5 y se realizó teniendo en cuenta el factor de empaque de la mezcla de arena, polvo y piedra partida; y además para estos materiales se calculó el diámetro característico del modelo de Touffar modificado (Golterman, 1997; Montenegro, 1998) (ver Tabla 6.2).

**Tabla 6.2:** Diámetro característico y factor de empaque de los agregados triturados y del polvo de roca.

Característica	Polvo	Agregado fino (TG-I)	Agregado grueso (PG-I)
Diámetro característico, mm	0,04	1,35	18
Factor de empaque	0,34	0,56	0,59

En la Tabla 5.13 se indican las dos series de dosificaciones en estudio, para las cuales se tuvo en cuenta el rango de contenidos de polvo, en función del factor de empaque. En la Serie *H* se reemplazó arena por polvo de roca entre 0 y 20 %, en peso; y en la Serie *Hp* donde se incorporó un aditivo reductor de agua para evaluar el efecto del polvo en mezclas con este tipo de aditivo. En las Figuras 6.8 y 6.9 se informan los resultados de los ensayos de exudación realizados con las dos series de hormigones, y las propiedades mecánicas a la edad de 28 días de las mezclas, con contenidos de polvo variables, esta información se indica en la Tabla 6.3.



**Figura 6. 8:** Influencia del contenido de polvo sobre la velocidad de exudación.

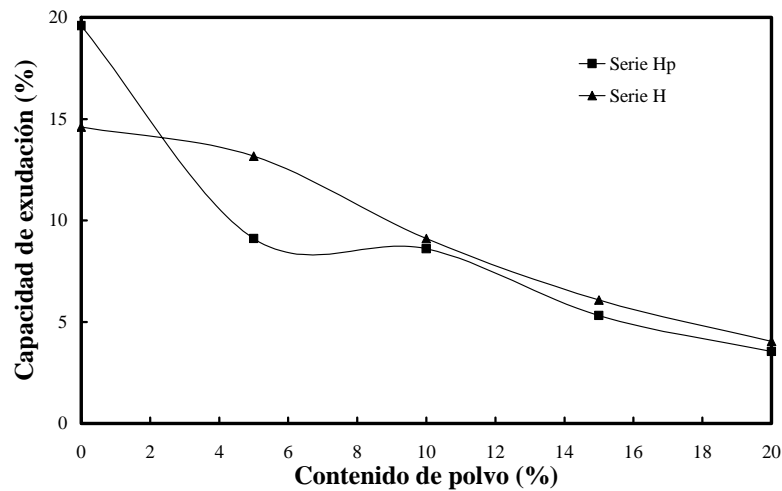


Figura 6. 9: Influencia del contenido de polvo sobre la capacidad de exudación.

Tabla 6.3: Propiedades mecánicas de los hormigones con agregados triturados graníticos.

Mezcla	Propiedades mecánicas	
	$f'_c$ (MPa)	E (GPa)
<i>H</i>	26,9	27,1
<i>H-5</i>	27,8	30,1
<i>H-10</i>	29,8	29,9
<i>H-15</i>	30,7	31,1
<i>H-20</i>	30,0	30,8
<i>Hp</i>	31,7	33,5
<i>Hp-10</i>	34,3	33,6
<i>Hp-20</i>	34,0	33,2

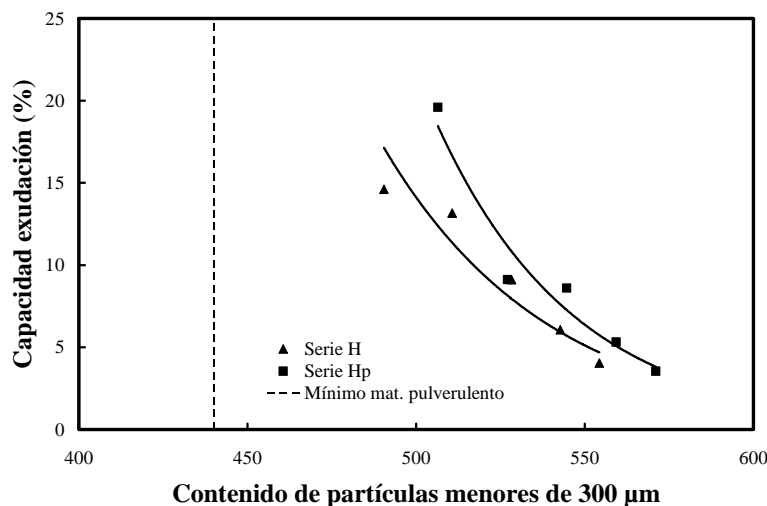
### 6.3.2.- Análisis y Discusión de los Resultados de los Estudios de Exudación

Como se ha analizado en el Capítulo 2, uno de los requisitos normativos que no cumplen las arenas trituradas es que presentan un contenido de polvo elevado. La eliminación del polvo implica tres aspectos importantes a tener en cuenta, durante la producción de agregados triturados: mayor complejidad en el sistema operativo de la planta, incremento en el consumo de energía por el tratamiento de lavado y sumado a esto, el problema de contaminación que ocasionan los depósitos de polvo.

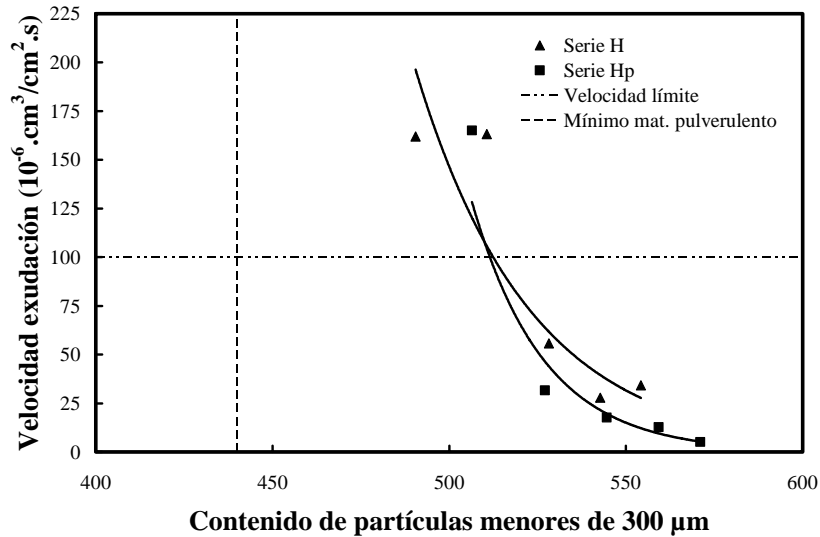
En general, los polvos de las arenas trituradas tienen la misma composición mineralógica que la arena de la cual forman parte; además, su superficie específica es mayor que la del polvo de las arenas naturales, donde predominan los materiales arcillosos. La influencia del polvo en las propiedades del hormigón en estado fresco y endurecido, no puede ser considerada independiente de la forma de las partículas de la arena, debido a sus características físicas. El polvo mezclado con la pasta de cemento actúa como *lubricante*, ayudando a separar las partículas de arena y disminuyendo los puntos de contacto entre las partículas de agregado (Cabrera, 2010). Además, mejora la cohesión y la terminación de las mezclas, y en el estado endurecido, puede tener un efecto filler que incrementa la resistencia.

**a) Estado fresco de los hormigones:** Los hormigones elaborados con arenas con contenidos de polvo dentro de los límites permitidos (*H*, *Hp*, y *H-5*), y a pesar de la optimización de la relación *agregado fino/agregado grueso*, resultaron mezclas ásperas, pedregosas, poco cohesivas y con baja capacidad de retención de agua. Para el resto de las mezclas, las características mencionadas mejoraron sensiblemente, y no se observó segregación, pues el mayor contenido de materiales finos, proporcionó una adecuada terminación y cohesión del hormigón. Los hormigones de ambas series, para un contenido de agua fijo, no sufrieron variaciones apreciables en su consistencia, al incrementarse el contenido de polvo hasta el 20 %. El asentamiento de todas las mezclas estuvo comprendido entre 7 y 10 cm. Por otra parte, se observó que la incorporación del polvo de roca no produjo un efecto contraproducente sobre la acción del aditivo plastificante.

**b) Ensayo de Exudación:** En el caso de mantener constante la relación *a/c*, el contenido de agregado grueso y el tipo y contenido de cemento, entonces, la capacidad de exudación depende en gran medida de la superficie específica de la fracción más fina de la arena. Los resultados de los ensayos de exudación indican que para contenidos crecientes de polvo, se mejora la retención de agua de los hormigones, y el tiempo de exudación disminuye, al lograrse cada vez más rápido el equilibrio entre las fuerzas de atracción y repulsión de las partículas sólidas y el agua. En la Figura 6.8 se observa que para las mezclas *H*, *H-5* y *Hp* la exudación puede considerarse canalizada, ya que se supera el valor límite de  $100 \cdot 10^{-6} \text{ cm}^3/\text{cm}^2 \cdot \text{s}$  (Popovics, 1973). Esta excesiva velocidad de exudación ocurrió aún cuando el contenido de material pulverulento de las mezclas (partículas menores de 300  $\mu\text{m}$ , que incluyen en este caso al contenido de cemento y la fracción de los agregados menor que dicho tamaño) superó el mínimo indicado por el Reglamento CIRSOC 201-05 para un tamaño máximo de 19 mm ( $440 \text{ kg/m}^3$ , ver Figura 6.11). Este requisito está orientado al logro de la trabajabilidad necesaria y textura cerrada, y dichas partículas no deben intervenir negativamente en el endurecimiento, resistencia y durabilidad del hormigón, ni en la protección de las armaduras. Además, la presencia del polvo redujo la capacidad y velocidad de exudación hasta un máximo que varía entre el 70 y 90 % para la Serie *H*, y hasta el 80 y 95 % para la Serie *Hp*, respectivamente.



**Figura 6.10:** Efecto del contenido de partículas menores de 300  $\mu\text{m}$  sobre la capacidad de exudación ( $R^2=0,92-0,95$ ).



**Figura 6.11:** Efecto del contenido de partículas menores de 300  $\mu\text{m}$  sobre la velocidad de exudación ( $R^2=0,86-0,96$ ).

La capacidad de exudación puede considerarse baja para valores menores del 5 %, y elevada cuando resulta cercana o mayor al 20 %. En la Figura 6.9 se aprecia que sólo las mezclas con contenidos de polvo que varía entre el 15 y 20 %, de ambas series, registraron valores de la capacidad de exudación menores al 8 %. Debe mencionarse que trabajos efectuados sobre elementos estructurales de 2 m de altura, muestran que valores de capacidad de exudación del orden del 8 % han producido una disminución del 30 % en la resistencia en el sector superior, respecto al inferior (Giaccio, 1986).

Analizando el fenómeno de la exudación aplicando criterios de empaquetamiento, es decir, vinculando la capacidad y velocidad exudación con el *diámetro característico* de cada una de las arenas utilizadas con 0, 5, 10, 15 y 20 % de polvo, los resultados correspondientes a las Series *H* y *Hp* se muestran en las Figuras 6.12 y 6.13. Para ello, se define como *diámetro característico* de un agregado al tamaño del tamiz que corresponde al 36,8 % del material retenido acumulado. Este valor adoptado en la definición tiene su origen en que varios tipos de partículas siguen la distribución de tamaños propuesta por Rosin-Raimmler-Sperling-Bennett (Golterman, 1997). Esta distribución se puede expresar mediante la siguiente ecuación:

$$R_d = \exp[-(d/d')^n] \quad (6.1)$$

donde:  $R_d$  es la probabilidad acumulada de que el diámetro sea más chico que  $d$ ;  $d$  es el diámetro característico de las partículas y  $d'$  es el parámetro de posición de la distribución para el cual  $R_{d'}=0,368$ .

En la Figura 6.12 se observa que la capacidad de exudación se vincula con el diámetro característico del agregado fino, independientemente de la presencia de aditivo reductor de agua. En cambio, este aditivo tiene una marcada incidencia respecto a la velocidad de exudación, reduciéndola para igual diámetro característico (Figura 6.13).

Por su parte, en la Tabla 6.3 se muestran los valores de resistencia a compresión y módulo de elasticidad a 28 días, los cuales se incrementan conforme aumenta el porcentaje de polvo. Los hormigones con porcentajes de polvo del orden del 15 % son los de mayor resistencia en las dos series

estudiadas. Este comportamiento puede estar relacionado con el efecto que el polvo tiene sobre la exudación y con el mejor empaquetamiento que el mismo provoca.

Estas experiencias muestran que el empleo de arena triturada granítica lavada, o con porcentajes de polvo dentro de los límites establecidos por la Norma IRAM 1512, y para contenidos de cemento del orden de  $350 \text{ kg/m}^3$ , puede provocar exudación canalizada, y una menor cohesión de la mezcla. Ambas características, junto con la acumulación de agua debajo de las partículas más grandes del agregado grueso, afectarán la calidad final de los elementos estructurales.

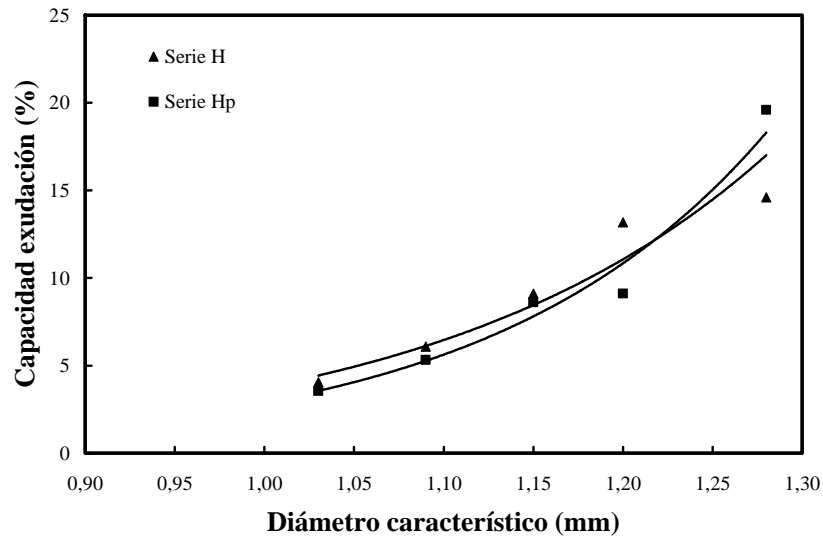


Figura 6.12: Relación entre el diámetro característico de la arena y la capacidad exudación de las Series *H* y *Hp* ( $R^2=0,94-0,97$ ).

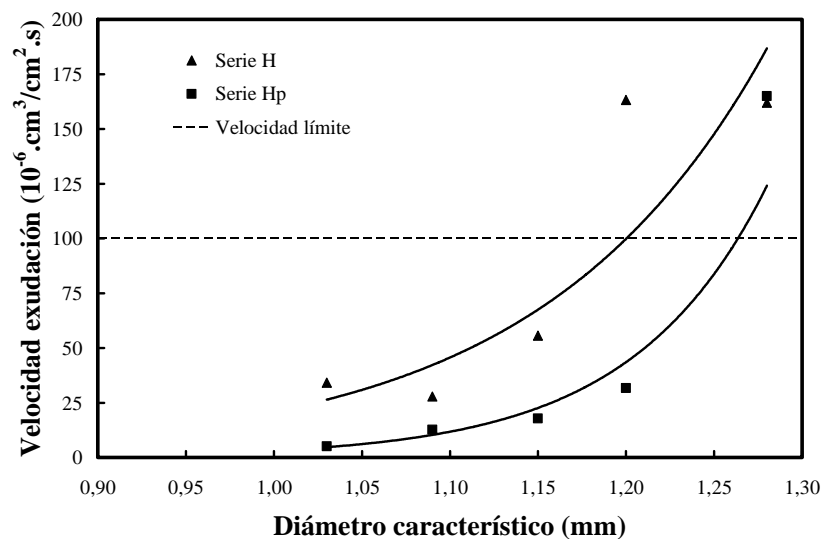


Figura 6.13: Relación entre el diámetro característico de la arena y la velocidad exudación de las Series *H* y *Hp* ( $R^2=0,81-0,96$ ).

Finalmente, de acuerdo con el estudio realizado puede plantearse que el lavado de las arenas trituradas con polvo, originado durante su procesamiento, no tiene sentido desde el punto de vista técnico, económico y ecológico, siempre que en el proceso de producción exista un control sobre la calidad y uniformidad de la materia prima. Además, el comportamiento en estado fresco y endurecido de los hormigones muestra que el límite establecido para el contenido de polvo por la Norma BS 882 resulta más adecuado que el adoptado por otras normativas.

### 6.3.3.- Consideraciones sobre los Estudios de Exudación

- Las experiencias realizadas muestran claramente que las arenas trituradas con contenidos de polvos dentro de los límites normativos ( $< 5\%$ ), y aún cumpliendo con la especificación del Reglamento CIRSOC 201, sobre el contenido de partículas menores de  $300\ \mu\text{m}$ , presentan valores de exudación elevados.
- Experimentalmente, se verifica que contenidos de polvo de hasta un  $20\%$ , no alteran significativamente la consistencia del material, cuando se trata de polvos con bajo índice de plasticidad, reducen la exudación drásticamente a partir de porcentajes del orden del  $10\%$ .
- Los resultados obtenidos en los ensayos de exudación realizados muestran entonces, que los valores máximos establecidos sobre el contenido de polvo por otras normativas, por ejemplo: de España, Francia e Inglaterra, resultan más adecuados para el caso de agregados finos triturados graníticos, por sus beneficios explícitos en la velocidad y capacidad de exudación.
- El diámetro característico del agregado fino estaría influyendo sobre la velocidad de exudación, aunque no sobre la capacidad, cuando se emplean aditivos químicos, mientras que el contenido de partículas menores de  $300\ \mu\text{m}$  presenta según estas experiencias un efecto inverso.
- Los resultados de los estudios indican que el lavado de la arena triturada, con el fin de eliminar el polvo de roca no tiene sentido cuando el mismo resulta ser no plástico, dado que el mismo tiene un efecto benéfico en el control de la exudación del hormigón.

“Caracterización de la Durabilidad de Hormigones con Arenas de Trituración”



## Capítulo 7

# ESTADO ENDURECIDO DE HORMIGONES ELABORADOS CON ARENAS TRITURADAS



## Capítulo 7

### **ESTADO ENDURECIDO DE HORMIGONES ELABORADOS CON ARENAS TRITURADAS**

En este capítulo se analiza el comportamiento de morteros y hormigones realizados con arenas trituradas en el estado endurecido, con el fin de evaluar la influencia de la forma y textura del agregado fino sobre las propiedades de resistencia, estabilidad volumétrica, porosidad, capilaridad, etc.

El programa experimental comprendió el estudio de las propiedades mecánicas de hormigones elaborados con arenas con partículas angulares, la comparación de hormigones realizados con arenas de diferentes orígenes mineralógicos, el efecto sobre las propiedades mecánicas del cambio gradual del contenido de partículas redondeadas en el agregado fino, y estudios sobre el efecto de las características físicas de las arenas sobre la contracción por secado y la succión capilar. También se incluye el efecto de la forma y textura de las partículas del agregado fino en hormigones de alta resistencia.

El desarrollo que se efectúa en el presente capítulo está vinculado con arenas y mezclas estudiadas en el capítulo anterior, y sus características han sido detalladas en el Capítulo 5. Dado el amplio espectro que abarca el estado endurecido del hormigón de cemento portland, se han seleccionado los aspectos y temas más importantes y/o de aplicación en obras generales de hormigón armado. El empleo de arenas trituradas como único agregado fino trae aparejado en el estado endurecido, entre otros factores, algunos que deben ser analizados en profundidad, como por ejemplo:

- Comportamiento de las propiedades mecánicas de hormigones con partículas angulares y textura cristalina, y la comparación con otros elaborados con arenas naturales en el ámbito de los hormigones convencionales y de alta resistencia.
- Influencia del origen mineralógico del agregado fino sobre las propiedades mecánicas y la contracción por secado.
- Influencia del contenido de partículas redondeadas de agregado fino sobre las propiedades mecánicas.
- Influencia de la finura de la arena triturada sobre las propiedades mecánicas del hormigón.
- Efecto del polvo de roca asociado a las arenas trituradas sobre las propiedades mecánicas del hormigón.
- Efecto de la forma y la textura superficial sobre la porosidad y la succión capilar, parámetros asociados a los principales mecanismos de transporte, y consecuentemente con la durabilidad del hormigón.

En términos generales, en el presente capítulo se han incluido temas referidos al uso y diseño estructural del hormigón convencional. Otros temas, como por ejemplo, los estudios de fractomecánica para el análisis estructural, que conducen a una mejor estimación de los anchos de fisuras y de las deformaciones en servicio, y de los factores de seguridad o de la respuesta posfisuración, durante el colapso, no se han incluido. La ductilidad en fase de prepico y pospico, sensibilidad al confinamiento transversal en prepico, son temas importantes a medida que crece el tamaño y la concentración de los agregados. Asimismo, se debe puntualizar que en los ensayos completos (pre y pospico) se ha observado que a medida que se reduce el contenido y tamaño de los agregados, la rama descendente adquiere una

forma más abrupta. Además, se ha determinado que cuando el tamaño de las inclusiones es muy reducido las diferencias entre hormigones preparados con distintos agregados también son menores (Zerbino, 1998). La rama descendente, que cuantifica el ablandamiento del hormigón después del pico, resulta de vital importancia para evaluar la viabilidad del hormigón de alta resistencia, en estructuras sometidas a esfuerzos dinámicos (p.e., sismo), en los cuales el material debe tener una ductilidad apreciable para permitir un comportamiento estructural apropiado (Folino, 2005).

En el mismo sentido, otros trabajos sostienen que la geometría del agregado grueso es un dato imprescindible para evaluar los parámetros de fractura del material, y el índice de ductilidad en pospico, depende del tamaño máximo del agregado grueso (Folino, 2006). Por todo lo expuesto se desprende que el rol del agregado fino es de menor significación. Para desarrollar el punto 1.4.1.c del Programa Teórico-Experimental de esta tesis se establecieron 4 bloques temáticos que cubren un amplio espectro del hormigón endurecido, que se detallan a continuación:

- a) Propiedades mecánicas de hormigones con diferentes tipos de agregados finos.
- b) Efecto del polvo de las arenas trituradas sobre las propiedades del hormigón endurecido.
- c) Contracción por secado de morteros con arenas naturales y trituradas.
- d) Durabilidad del hormigón elaborado con arena triturada (Capítulos 7 y 8).

*Niveles de observación:* en general los estudios realizados comprenden el análisis y la búsqueda de conocimientos científicos sobre el hormigón como material compuesto, referidos al mesonivel. Los estudios de contracción y de evolución de la microestructura de la pasta en base a la relación *gel/espacio*, permiten inferir el comportamiento del material a un nivel menor de observación, el micronivel (ver Tabla 4.1).

## **7.1.- Propiedades Mecánicas de Hormigones con Diferentes Tipos de Agregados Finos**

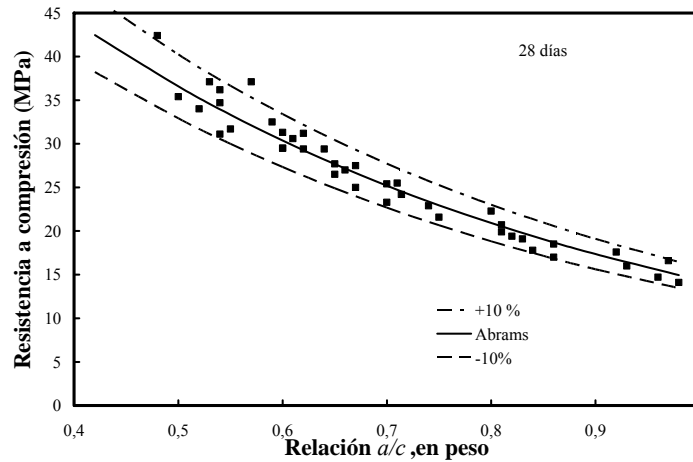
La resistencia a compresión es la propiedad más utilizada para el diseño estructural y el control de calidad en la producción de hormigones. Esta propiedad del hormigón convencional está fuertemente vinculada con la relación *a/c*. Además de la relación *a/c*, otros factores tales como los grados de compactación y de hidratación, el tamaño máximo del agregado grueso, la mineralogía de los agregados, y la presencia de aditivos y adiciones, influyen sobre la porosidad de la pasta y las características de la interfaz, y por ende, sobre la resistencia mecánica del hormigón.

### **7.1.1.- Resultados Obtenidos**

En este punto se presentan los resultados obtenidos sobre las propiedades mecánicas de los hormigones elaborados con diferentes tipos de agregados finos:

**a) Hormigones con arenas trituradas:** La primera estrategia de estudio consistió en analizar el comportamiento en compresión de las mezclas de hormigón con arena triturada, en un amplio rango de relaciones *a/c* de hormigones convencionales (ver Tabla 5.10). En la Figura 7.1 se observa la relación existente entre la resistencia a compresión a 28 días, para hormigones elaborados con arena triturada granítica “0-4 mm” (*TG-I*) y con cemento portland normal *CP-I*, habiendo sido analizado el comportamiento en estado fresco de las correspondientes mezclas en la Figura 6.1. En estas mezclas el tipo y tamaño máximo del agregado grueso se mantuvo constante (piedra partida granítica 6-20 mm, *PG-I*). En la Figura 7.1 se incluyen dos curvas que se encuentran a  $\pm 10\%$  de los valores de la curva de

tendencia, definida de acuerdo a las variables que involucra la Ley de Abrams, y dentro de estos límites convergen los valores experimentales.



**Figura 7.1:** Resistencia a compresión de hormigones con arenas trituradas graníticas en función de la relación  $a/c$  ( $R^2=0,96$ ).

En forma complementaria se elaboraron hormigones con arena triturada dolomítica *TD-1*, cuyas partículas tienen una forma y textura diferente a la arena triturada granítica, con el fin de tener un conocimiento sobre la influencia de una mayor variedad de formas y texturas. En este caso la forma de las partículas es más elongada, se utilizó el cemento portland normal *CP-1* y como agregado grueso, la piedra partida *PG-1*. Las dosificaciones estudiadas y los resultados de las propiedades mecánicas se detallan en las Tablas 5.14 y 7.1, respectivamente. Los hormigones en estudio no contienen aditivos químicos y el curado realizado a las probetas fue el normalizado, según la Norma IRAM 1524:04.

**Tabla 7.1:** Propiedades mecánicas de hormigones con agregado fino dolomítico.

Hormigón	Resistencia a compresión (MPa), para relación $a/c$ , en peso:		
	0,64	0,58	0,50
Con arena dolomítica	26,6	31,7	36,1
Con arena granítica	25,3	28,5	33,2
Según ACI 211	23,0	26,5	33,0
Hormigón	Módulo de elasticidad (GPa):		
Con arena dolomítica	27,7	31,7	32,1
Con arena granítica	26,5	28,2	30,3
Según ACI 211 y 318	22,5	24,2	27,0

**b) Comparación de Hormigones con Arenas Natural y Triturada:** El objetivo de la segunda estrategia de esta etapa fue analizar y evaluar el efecto del incremento del contenido de pasta de cemento, debido al cambio de forma y textura superficial del agregado fino sobre las propiedades mecánicas. Estas experiencias comparan la resistencia a compresión y tracción, y el módulo de elasticidad (ASTM C 469) de hormigones con arenas natural *AN-2* y triturada granítica *TG-3*, en un rango de relaciones  $a/c$  de 0,46-0,67. Las dosificaciones de las Series de Hormigones *T* y *N*, para obtener un rango de consistencia

de  $8 \pm 1,5$  cm sin emplear aditivos químicos, se detallan en la Tabla 5.11 y el estado fresco de las mismas se analizó en el punto 6.1.2.

En la Figura 7.2 se muestran los resultados obtenidos en los ensayos a compresión de las dos series de hormigones, y en la misma se incluye la curva del ACI 211 (ACI 211, 1998), a modo de referencia. En la Figura 7.3 se observan los resultados de los ensayos a tracción por compresión diametral y flexo-tracción.

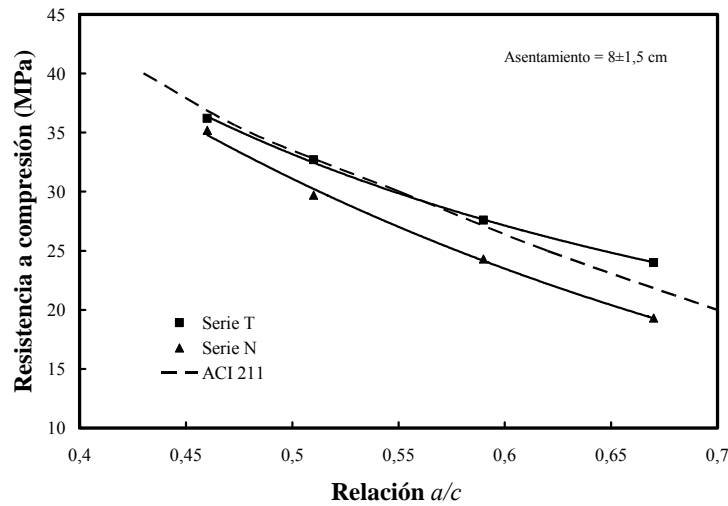


Figura 7.2: Influencia de la forma y textura del agregado fino sobre la resistencia a compresión del hormigón ( $R^2=0,99$ ).

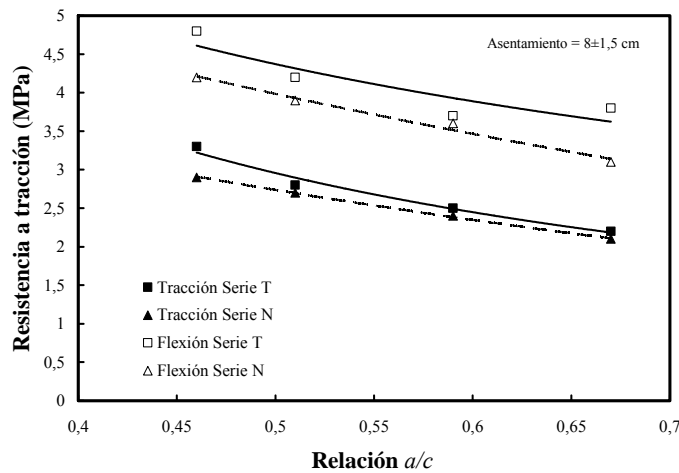


Figura 7.3: Influencia de la forma y textura del agregado fino sobre la resistencia a tracción del hormigón ( $R^2=0,80-0,99$ ).

**c) Influencia de la Mineralogía del Agregado Fino en las Propiedades Mecánicas del Hormigón:** La tercera estrategia de esta etapa de la investigación, analiza el comportamiento mecánico de hormigones elaborados con cuatro tipos de arenas trituradas (dolomítica, granítica, cuarcítica y calcítica-caliza, *TD-1*, *TG-4*, *TQ-1*, y *TC-1*, respectivamente) respecto a hormigones que contienen arenas naturales silíceas (*AN-1* y *AN-2*). La arena *AN-2* se incluye como referencia, por ser una arena de buena calidad, conocida y muy empleada, con un módulo de finura menor que la *AN-1*. La clasificación de forma y textura superficial de las partículas de acuerdo con la Norma BS 812 (BS 812, 1975), y otras características de las arena naturales se muestran en la Tabla 7.2. También, se evalúa el efecto sobre la resistencia, al

modificar la composición de las mezclas para mantener la consistencia en un determinado rango. El contenido, la superficie específica y la granulometría del polvo de las arenas trituradas son similares (ver Tablas 5.1, 5.2 y 5.8, y Figura 5.4).

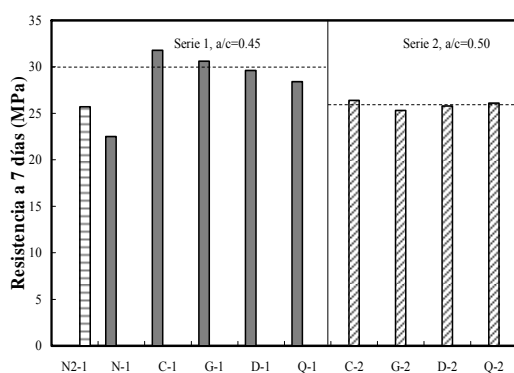
**Tabla 7.2:** Densidad y características físicas de los agregados finos naturales.

Características/Arena	AN-1	AN-2
% de polvo (partículas <75µm)	0	0
Módulo de finura	3,33	2,39
Densidad relativa	2,64	2,63
% vacíos arena compactada	32	35
% vacíos arena suelta	35	39
Forma partículas (BS 812) (*)	Redondeada	Redondeada
Textura superficial (BS 812) (*)	Pulida	Pulida
Superficie específica (m <sup>2</sup> /kg) (#)	32,8	53,7

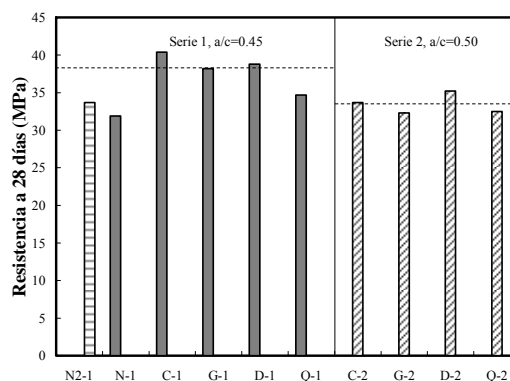
(\*) fracción menor de 2,36 mm – (#) cálculo teórico aplicando los índices de Murdock

Se diseñaron dos series de hormigones, donde la relación  $a/c$  de la Serie 1 se eligió teniendo en cuenta los valores límites, para la mayoría de las clases de exposición que establece el Reglamento CIRSOC 201-05, excepto para los más agresivos (marino sumergido, congelación y deshielo con sales anticongelantes y agresividad química muy fuerte). En cambio, para la Serie 2, la relación  $a/c$  resultó de los cambios en el contenido de agua, para mantener la consistencia sin el empleo de un aditivo superfluidificante. Las proporciones de las mezclas de las dos series se indican en Tabla 5.15.

Los resultados de los ensayos a compresión para ambas series, a las edades de 7 y 28 días, se muestran en las Figuras 7.4 y 7.5, respectivamente. La mezcla de hormigón *N2-1* corresponde a la Serie 1, y contiene arena natural *AN-2*. En ambas figuras, con líneas de punto, se indican los valores promedio de las mezclas con arenas trituradas.



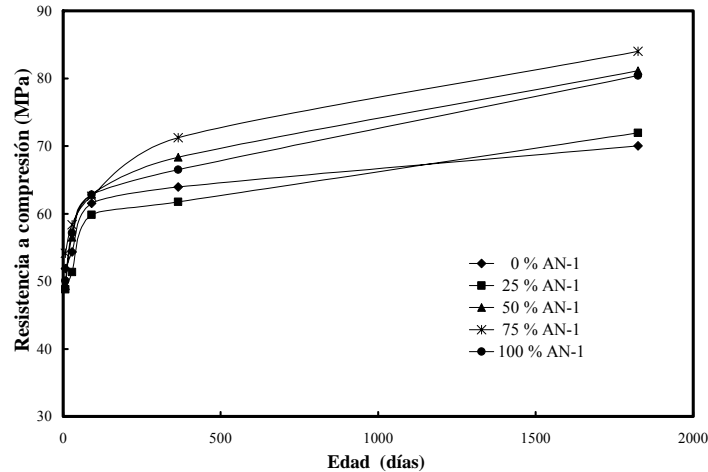
**Figura 7.4:** Resistencia a compresión a 7 días de las Series 1 y 2.



**Figura 7.5:** Resistencia a compresión a 28 días de las Series 1 y 2.

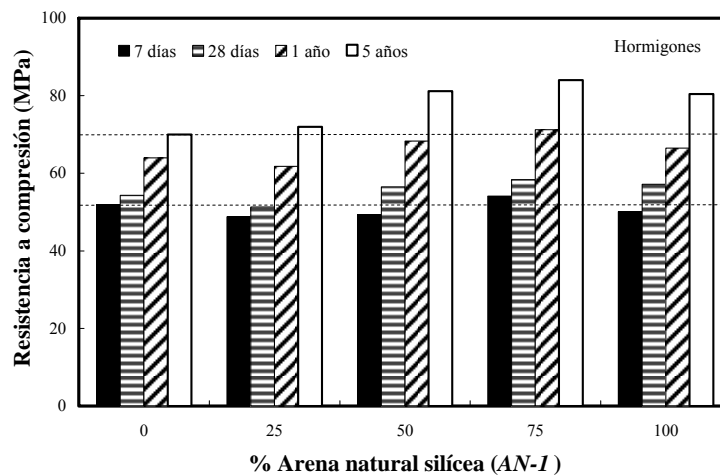
**d) Influencia de la Forma y la Textura del Agregado Fino en las Propiedades Mecánicas del Hormigón:** la investigación en esta etapa es conducente a evaluar la influencia de la forma y textura del agregado fino, sobre las propiedades mecánicas del hormigón. En estas investigaciones se emplearon dos tipos diferentes de arenas: arenas natural y triturada granítica (*AN-1* y *TG-2*), con casi la misma granulometría y se efectuaron mezclas en proporciones de 0, 25, 50, 75 y 100 %, de modo de obtener una serie de arenas con cambios graduales en sus características físicas y mineralógicas, manteniendo la

granulometría constante. Se elaboraron 5 mezclas de hormigón con las combinaciones de arenas indicadas, con una relación  $a/c = 0,30$ , y similar asentamiento ( $\approx 20$  cm) (ver Tabla 5.17), con el fin de analizar el comportamiento a diferentes niveles resistentes, conforme avanzó la edad. La influencia de la forma y la textura del agregado fino, fue evaluada sobre hormigones y morteros con contenidos variables de arena granítica, por comparación en sus estados fresco y endurecido, con hormigones con el 100 % de arena natural.



**Figura 7.6:** Desarrollo de la resistencia a compresión del hormigón con diferentes contenidos de arena natural.

Las Figuras 7.6 y 7.7 muestran el desarrollo de la resistencia a compresión, teniendo en cuenta la edad y el contenido de partículas redondeadas. En la segunda figura se indican como referencia, con líneas de puntos, los valores de resistencia a 7 días y a 5 años para el hormigón con el 100 % de arena triturada como agregado fino. Luego, las Figuras 7.8 y 7.9 muestran el desarrollo de la resistencia a tracción, por compresión diametral y flexo-tracción, respectivamente.



**Figura 7.7:** Resistencia a compresión del hormigón en función del contenido de arena natural sílicea.

En la Figura 7.10 se muestran los resultados a compresión de los morteros obtenidos por tamizado del hormigón, y en dicha figura se indican como referencia, con líneas de puntos, los valores de resistencia a 7 días y a 5 años para el mortero con el 100 % de arena triturada, como agregado fino. A modo de resumen, en la Tabla 7.3 se informan las propiedades mecánicas de morteros y hormigones a

las edades de 28 días y 5 años. En la misma se informan las resistencias a compresión ( $f'_{cm}$ ) y a flexión con carga en el medio de la luz ( $MRM$ ) para los morteros. Para el hormigón se indican las resistencias a compresión ( $f'_c$ ) y tracción por compresión diametral ( $f_{ct}$ ), y el módulo de elasticidad ( $E$ ).

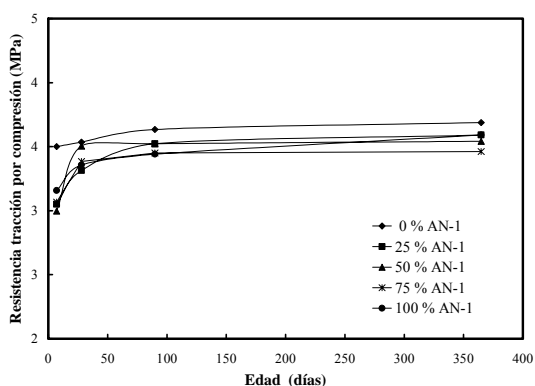


Figura 7.8: Desarrollo de la resistencia a tracción por compresión diametral de hormigones.

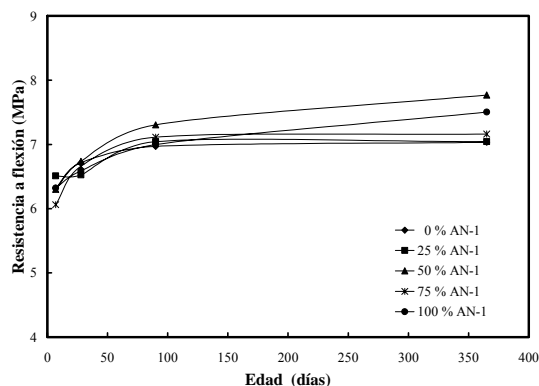


Figura 7.9: Desarrollo de la resistencia a flexión de hormigones.

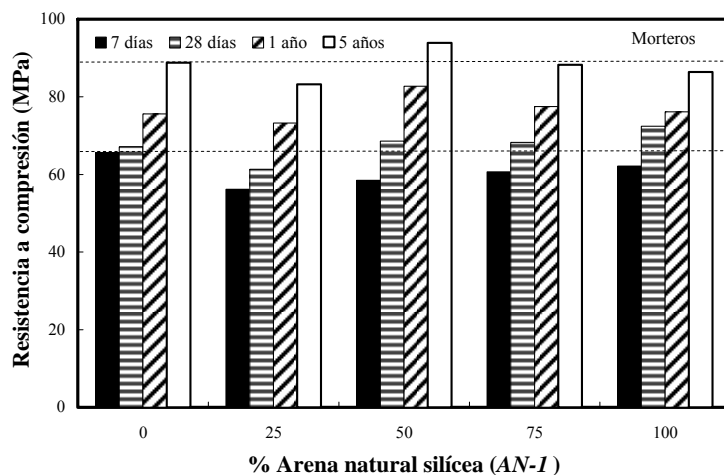


Figura 7.10: Resistencia a compresión del mortero en función del contenido de arena natural sílicea.

Tabla 7.3: Propiedades mecánicas de morteros y hormigones con distintos porcentajes de arena natural.

Edad	% Arena natural	Hormigón			Mortero	
		$f'_c$ (MPa)	$f_{ct}$ (MPa)	$E$ (GPa)	$f'_{cm}$ (MPa)	$MRM$ (MPa)
28 días	0	54,3	3,4	36,1	70,0	10,4
	25	51,3	3,3	31,2	61,4	9,4
	50	56,5	3,5	34,6	68,6	10,5
	75	58,3	3,3	38,7	68,2	9,5
	100	57,1	3,4	39,7	72,4	9,3
5 años	0	70,0	4,6	45,3	88,8	11,2
	25	72,0	4,5	45,3	83,2	10,7
	50	81,1	4,8	48,8	93,9	13,1
	75	84,0	4,6	47,9	88,3	11,1
	100	80,5	4,3	48,4	86,4	11,7

**e) Hormigones de Alta Resistencia con Arenas Trituradas:** El ACI define al hormigón de alta performance (HAP) como aquel que cumple requisitos especiales de performance y uniformidad, que no siempre pueden ser alcanzados rutinariamente utilizando sólo los materiales convencionales y las prácticas normales de mezclado, colocación y curado. Los requerimientos pueden involucrar mejoras en las características tales como colocación y compactación sin segregación, propiedades mecánicas a largo plazo, resistencia a edad temprana, estabilidad volumétrica, o vida en servicio en ambientes agresivos (Giaccio, 2004). Dentro del grupo de HAP se encuentran los hormigones de alta resistencia (HAR), que están definidos por un criterio de resistencia, exclusivamente, debiendo superar los 41 MPa (ACI 363). Este valor del nivel resistente no se asocia a cambios drásticos en las propiedades del material, ni en la producción y las técnicas de control. En realidad, los cambios ocurren en forma continua con el incremento de la resistencia. Cabe acotar que el término HAR es un término relativo a una época o al desarrollo tecnológico alcanzado, por ello otras especificaciones establecen como valor mínimo para un HAR, 50 MPa (EHE, 2008), o 70 MPa como lo fija la Portland Cement Association (PCA) (Kosmatka, 2004).

La existencia de una relación directa entre la permeabilidad y la durabilidad de las estructuras hormigón, frente a aguas corrosivas es la principal condición para el desarrollo y uso de los HAP/HAR en estructuras expuestas a ambientes agresivos. El 75 % de la aplicación de los HAP en obras tiene como propósito la obtención de una durabilidad importante y no de resistencia (Metha, 1996). Por otra parte, la estructura del hormigón se relaciona con sus propiedades mecánicas y tiene además, influencia sobre su costo. El refinamiento de la estructura de poros y el mejoramiento de la interfaz “agregado-pasta” son en mayor medida los responsables de la calidad de los HAP. Varios autores han estudiado las propiedades de los HAP/HAR utilizando agregados gruesos de diferentes orígenes mineralógicos, sin embargo pocos estudios incluyen la influencia del tipo de agregado fino (Aitcin, 1990; Baalbaki, 1991; Cetin, 1998; Giaccio, 1992; Giaccio, 1996; Zerbino, 1998, Zhou, 1995). En la Recomendación ACI 363 la arena triturada no está incluida, y establece breves requerimientos para el agregado fino.

En esta última sección del punto 7.1.1 se estudió el efecto de diferentes tipos de arenas trituradas sobre las propiedades del hormigón de alta resistencia en estado fresco y endurecido, y además, se compararon mezclas con arenas triturada y natural. Se emplearon relaciones  $a/c$  entre 0,30 y 0,36, y en las mezclas no se utilizaron adiciones minerales activas (ver Tabla 5.18).

**Influencia de la Forma y la Textura Superficial del Agregado Fino en el HAR:** En esta investigación se comparan dos mezclas de iguales proporciones, donde la diferencia entre ellas reside en que se emplearon arenas con partículas redondeadas y lisas (pulidas) en la AN-1, y angulares y textura cristalina, en la TG-4, de igual módulo de finura. De este modo se evalúan los cambios en forma, textura superficial y mineralogía del agregado fino, sobre el comportamiento del hormigón en el nivel de alta resistencia. En la Figura 7.11.a se muestra la resistencia a compresión de las mezclas G-530 y AN-530, desarrollada entre los 28 y 365 días, y en la Figura 7.11.b se observa el desarrollo del grado de hidratación de los mencionados hormigones, con una relación  $a/c$  de 0,30.

**Tabla 7.4:** Contenido de cemento hidratado y resistencia a tracción por compresión diametral de los HAR.

Mezcla	Cemento hidratado (kg/m <sup>3</sup> )			Resistencia a tracción (MPa)		
	28 días	90 días	365 días	28 días	90 días	365 días
AN-530	294	312	322	3,36	3,44	3,59
G-530	291	297	324	3,27	3,45	4,08
G-485	287	292	305	3,84	3,94	4,54
C-485	244	268	302	3,90	4,03	4,09
D-485	230	258	296	3,62	3,81	4,39



“Caracterización de la durabilidad de hormigones con arenas de trituración”

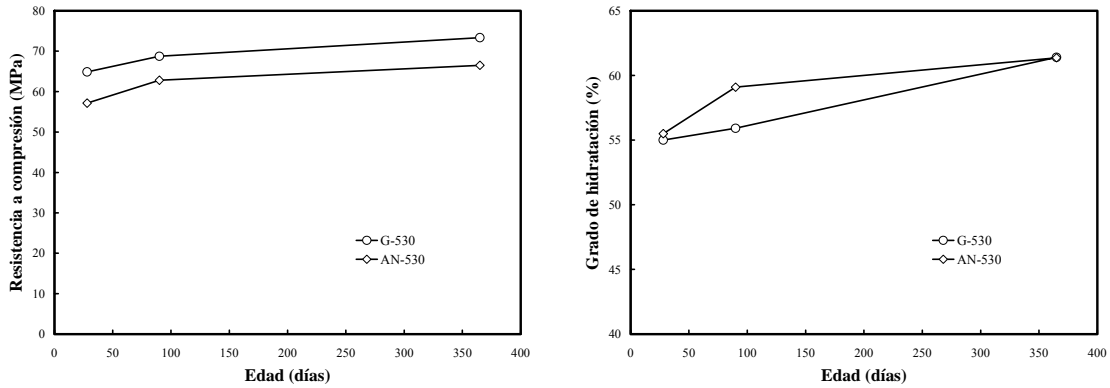


Figura 7.11: Desarrollo de la resistencia (a) y del grado de hidratación (b) de las mezclas AN-530 y G-530.

En la Tabla 7.4 se indican los valores de cemento hidratado de las mezclas de HAR calculados aplicando el Modelo de Powers (Neville, 1988) y su resistencia a tracción por compresión diametral, a las edades antes mencionadas.

**Influencia del Origen Mineralógico del Agregado Fino en el HAR:** Las mezclas en estudio contienen arenas trituradas calcítica, dolomítica y granítica (TC-1, TD-1, y G-4), con contenidos de cemento entre 450 y 530 kg/m<sup>3</sup>. Como referencia se emplea la mezcla AN-530 elaborada con la arena AN-1. En las Figuras 7.12 y 7.13 se describe la evolución de la resistencia a compresión y el módulo de elasticidad, entre los 28 y 365 días, para todas las mezclas.

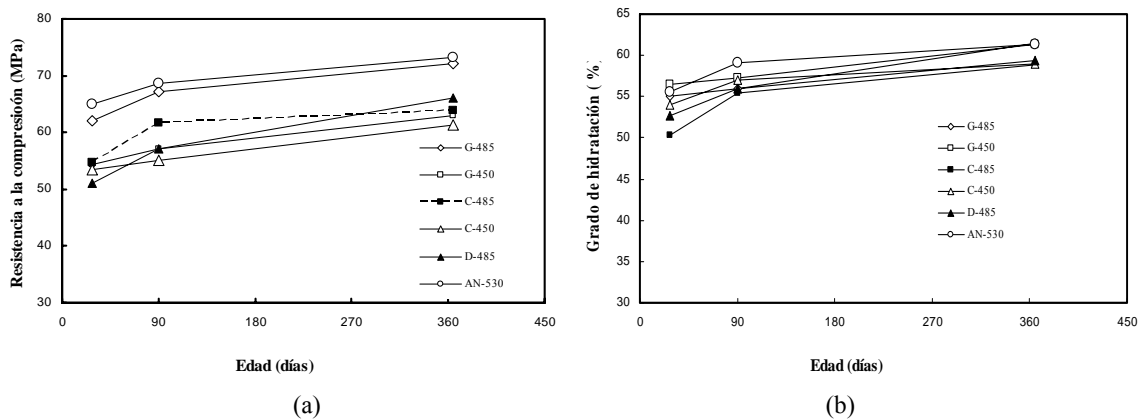


Figura 7.12: Desarrollo de la resistencia (a) y del grado de hidratación (b) de hormigones de alta resistencia.

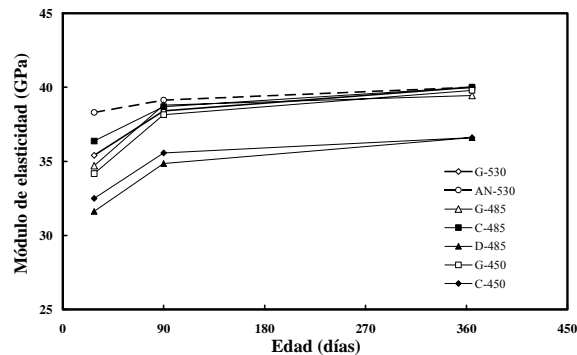


Figura 7.13: Desarrollo del módulo de elasticidad de HAR con diferentes arenas trituradas.

**f) Influencia del Tamaño de la Arena en las Propiedades Mecánicas del Hormigón:** En esta etapa del trabajo experimental se analiza el efecto del tamaño de las partículas de arena triturada granítica (de la misma procedencia) sobre el comportamiento del hormigón (Cabrera, 1999). Para ello, se empleó un cemento portland CPN-40 (CP-2, Tabla 5.5), como agregado grueso piedra partida granítica (PG-2, Tabla 5.4) y dos arenas trituradas de idéntico origen mineralógico (arenas “0-3 mm” y “0-6 mm”, TG-1 y TG-4, respectivamente). Todos los hormigones en estudio contienen un aditivo superfluidificante, de base naftaleno, de 1,12 de densidad y 0 % de cloruros. Las mezclas de hormigones fueron diseñadas manteniendo constante el volumen, el tamaño, la textura superficial, la forma y el origen mineralógico del agregado grueso. Las relaciones *a/c* estudiadas fueron 0,30, 0,33 y 0,36. El detalle de las dosificaciones se muestra en la Tabla 5.19

**Hormigón en Estado Fresco:** El empleo de aditivo superfluidificante permitió reducir drásticamente el contenido de agua de los hormigones con arena triturada, del orden de 50 kg/m<sup>3</sup> para el rango de consistencia utilizado. El contenido de superfluidificante fue el mismo para todas las mezclas y superior a la dosis máxima especificada por el fabricante (2,5 % respecto al peso de cemento). Este mayor consumo de aditivo no tuvo efectos adversos sobre la exudación y/o el tiempo de fraguado. La consistencia de las mezclas se mantuvo en un rango de 120 a 170 mm. La cohesión y la terminación de los hormigones en estado fresco resultaron satisfactorias, y no se observaron diferencias entre el comportamiento de las dos arenas utilizadas.

**Hormigón en Estado Endurecido:** Partiendo de la determinación del agua químicamente combinada en los morteros obtenidos por tamizado de los hormigones, se calculó el grado de hidratación del cemento, aplicando el modelo de Powers. La Tabla 7.5 indica el desarrollo de los productos de hidratación (en kg/m<sup>3</sup> y en %) a través del tiempo para las distintas mezclas estudiadas. Para un determinado contenido de cemento, no existen marcadas diferencias entre la hidratación de los morteros con arena 0-3 mm respecto de los morteros con arena 0-6 mm. Esto se vincula a la influencia preponderante de la relación *a/c*, más que a la interferencia de las partículas de agregado fino en sí.

Por otra parte, a medida que el contenido de cemento disminuye, y si bien la relación *a/c* es mayor, la cantidad de productos de hidratación también disminuye. A la edad de un año, el porcentaje de cemento anhidro es similar para todas las mezclas (37 %), a pesar que en el caso de las mezclas “450-03” y “450-06” existe un mayor espacio disponible para el desarrollo de productos de hidratación. Estos resultados concuerdan con los desarrollos teóricos que establecen que para hormigones con relaciones *a/c* menores de 0,36, la hidratación del cemento no se completará (Neville, 1988).

**Tabla 7.5:** Evolución de la hidratación del cemento, en kg/m<sup>3</sup>

Edad (días)	530-06	485-06	450-06	530-03	485-03	450-03
28	313	286	254	307	261	254
90	332	292	259	315	285	268
365	362	306	276	326	297	282
Cemento Anhidro (365)	168 (32%)	179 (37%)	174 (39%)	204 (39%)	188 (39%)	168 (37%)

La verificación del elevado porcentaje de cemento sin hidratar, lleva a la necesidad de reemplazar parte del mismo por materiales más económicos, que no interfieran de manera desfavorable el desarrollo de la resistencia. Es decir, que para los HAR el uso de adiciones minerales activas y/o fillers es una respuesta tecnológica de interés.

Por otra parte, la Tabla 7.6 indica las propiedades mecánicas de los morteros (resistencias a compresión y flexión) y de los hormigones (compresión, tracción por compresión diametral y módulo de elasticidad) en estudio. A los 28 días, la resistencia a compresión de los hormigones se encuentra entre 55 y 67 MPa. A un año, el rango de resistencia se incrementa a valores entre 63 y 74 MPa. A esta edad, la relación entre las resistencias a compresión y tracción se mantuvo en promedio 16:1, siendo similar para ambos tipos de arenas. La relación entre las resistencias a compresión de morteros y hormigones se detalla en la Figura 7.32.

**Tabla 7.6:** Propiedades mecánicas de morteros y hormigones, a 365 días.

Mezcla	530-06	485-06	450-06	530-03	485-03	450-03
Compresión (MPa)	73,3	72,1	62,9	74,0	71,4	66,5
Tracción(MPa)	4,09	4,54	4,48	3,85	4,56	4,58
Módulo de Elasticidad (GPa)	40,00	39,45	39,79	42,60	38,62	39,68
Flexión mortero (MPa)	11,97	13,57	10,78	14,47	13,44	13,77
Compresión mortero (MPa)	79,0	75,8	71,1	82,3	77,0	76,5

### 7.1.2.- Análisis y Discusión de los Resultados Obtenidos

Con respecto al análisis y discusión de los resultados obtenidos en las investigaciones sobre las propiedades mecánicas de hormigones elaborados con diferentes tipos de agregados finos, se puede decir que:

**a) Hormigones con Arenas Trituradas:** Los valores experimentales de resistencia de los hormigones con arena triturada granítica se agrupan alrededor de una línea central cuya ecuación, fundamentada en la Ley de Abrams (1919), es la 7.1. En la Figura 7.1 se incluyen dos curvas situadas a  $\pm 10\%$  de la Curva de Abrams, entre las que se encuentran los valores experimentales. Por otra parte, aplicando a estos valores experimentales el criterio de Feret (1896), la expresión resultante es la Ecuación 7.2. De la comparación entre ambas expresiones no se evidencia una gran diferencia, dado que ambas curvas muestran un desarrollo similar (ver Figura 7.14). Además, y a manera de referencia, se incorporó la curva indicada por el Comité ACI 211 que se ubica por debajo de los valores experimentales y tiene un desarrollo similar en gran parte a la curva del 90 % de los valores de Abrams. La mayor diferencia entre los valores experimentales y la curva del ACI 211 se observa para relaciones  $a/c$  mayores de 0,60. En este caso se debe tener en cuenta que los valores de la relación  $a/c$  del ACI son conservadores, y que con la mayoría de los materiales estas relaciones  $a/c$  proporcionan resistencias medias mayores a la especificada. Finalmente, se incluye la curva propuesta por Bolomey en función de la relación  $c/a$ , que tiene prácticamente un desarrollo similar a las curvas de Abrams y Feret (Ecuación 7.3).

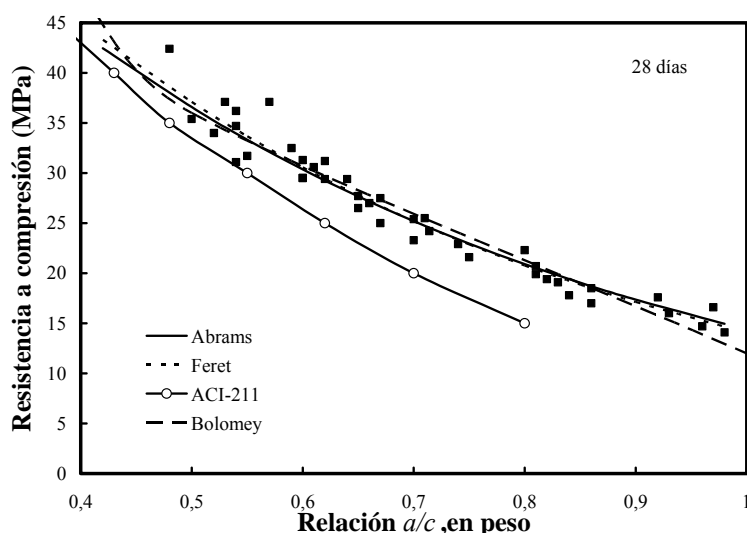
$$\text{Abrams} \quad f'_c = \frac{92,89}{6,447^{a/c}} \quad (R^2=0,96) \quad (7.1)$$

$$\text{Feret} \quad f'_c = \frac{254,113 \cdot v_c}{(v_a + v_c)^2} \quad (R^2=0,96) \quad (7.2)$$

donde  $v_a$  y  $v_c$  son los contenidos de agua y cemento, en volumen, respectivamente.

$$\text{Bolomey} \quad f'_c = 24 \cdot (c/a - 0,50) \quad (R^2=0,96) \quad (7.3)$$

En la Figura 7.14 se muestran los valores de resistencia a compresión y se incluyen las curvas obtenidas aplicando los criterios de Abrams, Feret, Bolomey y el ACI-211 con el fin de analizar el comportamiento de los valores experimentales de hormigones elaborados con arena triturada granítica.



**Figura 7.14:** Resistencia a compresión de hormigones con arenas trituradas graníticas de acuerdo a diferentes teorías ( $R^2=0,96$ ).

Resumiendo, puede plantearse como resultado de los estudios realizados que las teorías de Abrams, Feret y Bolomey, y los criterios de ACI y BS sobre el comportamiento resistente del hormigón son aplicables a los hormigones con arenas trituradas.

**Hormigones con Arena Triturada Dolomítica:** El consumo de agua de los hormigones realizados con arena triturada dolomítica resultó ser similar al correspondiente a hormigones elaborados con agregado fino triturado granítico. En ambas clases de hormigones, se determinó un incremento del contenido de agua del orden de  $30 \text{ kg/m}^3$  respecto de los hormigones con arena natural, de partículas redondeadas y textura pulida o lisa (ver Tabla 6.1).

Los resultados de resistencia de los hormigones conteniendo arena dolomítica se compararon con otros obtenidos utilizando un cemento de características similares y con la arena triturada granítica TG-3 (Cabrera, 1993-a). Para las relaciones a/c estudiadas, el comportamiento del hormigón con arena dolomítica, desde el punto de vista resistente es muy similar al que contiene arena granítica, con un incremento favorable del orden del 8 % (ver Tabla 7.1). Además, la comparación de los valores de resistencias obtenidas con la curva “resistencia-relación a/c” del ACI 211, y los de hormigones con arena triturada granítica, también muestran una resistencia superior.

Respecto al módulo de elasticidad, los hormigones realizados con arena triturada dolomítica presentaron valores ligeramente superiores a aquellos elaborados con arena triturada granítica, siendo el incremento del mismo orden que en el caso de la resistencia a compresión. Además, en la Tabla 7.1 se incluye el módulo de elasticidad calculado en base a la resistencia indicada por ACI 211, aplicando la fórmula del Reglamento ACI 318 (ACI 318, 2002), el que resulta conservador respecto a los resultados experimentales obtenidos para estos dos tipos de arenas trituradas.

Los análisis realizados, basados en los aspectos mecánicos del material, establecen la posibilidad del empleo de dolomías trituradas como agregado fino para el hormigón de cemento portland, con un comportamiento similar al que presenta la arena triturada granítica.

**b) Comparación de Hormigones con Arenas Natural y Triturada:** La comparación de las propiedades mecánicas entre estos dos tipos de hormigones, Series *N* y *T*, se efectúa sobre mezclas de similar consistencia, donde para el caso de la Serie *T*, el volumen de pasta se debió incrementar un 28 %. Las expresiones de la resistencia a compresión de los hormigones de las Series *T* y *N*, en función de la relación *a/c*, corresponden a las Ecuaciones 7.4 y 7.5, respectivamente. A modo de comparación, se calculó la Ecuación 7.6 con los valores indicados en el ACI 211, para la resistencia de hormigones elaborados con arenas naturales, y entonces, los coeficientes de la fórmula de Abrams, para los valores del ACI son más próximos a los obtenidos para la serie con arena natural.

$$\text{Serie } T: f'_c = \frac{89,31}{7,179^{a/c}} \quad (R^2=0,99) \quad (7.4)$$

$$\text{Serie } N: f'_c = \frac{126,74}{16,604^{a/c}} \quad (R^2=0,99) \quad (7.5)$$

$$\text{ACI 211: } f'_c = \frac{122,18}{13,916^{a/c}} \quad (7.6)$$

La Ley de Abrams implica que solamente la calidad de la pasta controla la resistencia de hormigones *comparables* y que la cantidad de pasta y la presencia de los agregados no interesan. Esto no es absolutamente cierto. El término *comparable* se refiere a materiales componentes de similar buena calidad, idénticos contenidos de aire, igual edad, curado y metodología de ensayo. A pesar de este planteo, los datos experimentales muestran que la ley es aceptable dentro de amplios límites, y ha sido empleada durante más de 90 años ya que la mejor forma de evaluar la calidad del hormigón es controlar el contenido de agua, es decir, indirectamente la relación *a/c* (Popovics, 1990-a).

Por otra parte, la resistencia a tracción se evaluó de dos formas diferentes, por medio de los ensayos de tracción por compresión diametral y de flexo-tracción. En la Figura 7.3 se muestra ambas resistencias en función de la relación *a/c* para las Series *T* y *N*.

Analizando los resultados, el cambio de forma y textura del agregado fino, además de incrementar el contenido de pasta aumentó la resistencia a compresión entre 3 % y 24 %, para relaciones *a/c* de 0,40 y 0,67, respectivamente. Respecto a la resistencia a tracción, los valores también son superiores para las mezclas con arena triturada granítica, con diferencias de 4 a 14 %, y para la resistencia a flexión, las diferencias son de hasta un 22 %. Este comportamiento puede atribuirse, en parte, al mayor contenido de pasta, a las modificaciones de la interfaz entre la pasta y el agregado fino, debidas a la textura más rugosa o a la presencia de polvo.

Analizando los resultados desde otro punto de vista y teniendo en cuenta que Popovics sostiene que el rendimiento del cemento es máximo, cuando el hormigón tiene una relación *a/c* en el orden de 0,50, y además, el método de dosificación de la BS toma como referencia a la resistencia del hormigón con esa relación *a/c*,  $f'_{c0,50}$  (Popovics, 1990-a; Neville, 1998; Teychenné, 1988). En base a estas consideraciones puede plantearse, una generalización de la Ley de Abrams, donde se asume que la relación *a/c* es una función inversa de la resistencia, es decir que con la relación *c/a* y la resistencia de referencia, se obtiene una relación lineal (Ecuación 7.7).

$$\frac{f'_c}{f'_{c0,50}} = A + B \cdot \{1/(a/c)\} \quad (7.7)$$

Aplicando el criterio de la Ecuación 7.7, sobre la normalización de la resistencia a compresión respecto a la obtenida con una dosificación con una relación  $a/c = 0,50$ , en la Figura 7.15 se observa que la recta de los hormigones elaborados con arena natural presenta una mayor pendiente, respecto a la serie con arena triturada. Esta diferencia marca un mayor rendimiento de resistencia de los hormigones con arena natural, ante el incremento del contenido de cemento.

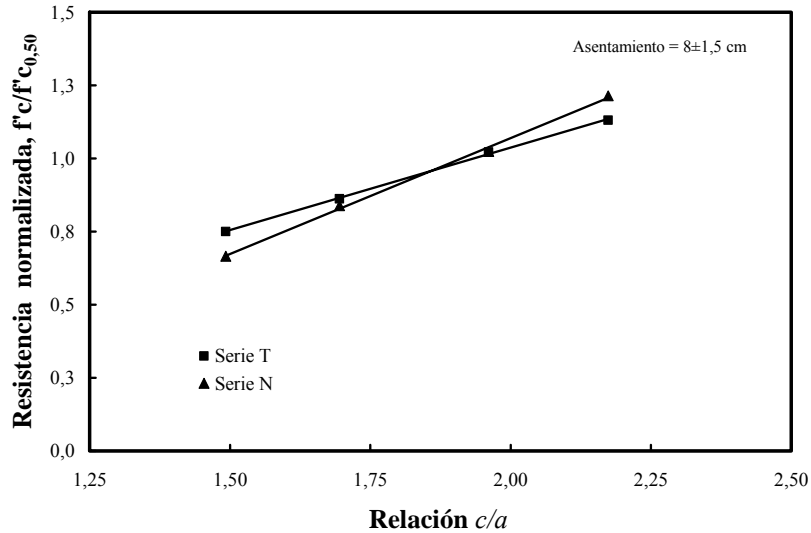


Figura 7.15: Resistencia normalizada para hormigones con arena natural y triturada ( $R^2=0,99$ ).

**Módulo de Elasticidad:** El módulo de elasticidad, generalmente, se vincula con la resistencia a compresión, debido a que ambos parámetros son afectados por la porosidad, aunque no en igual grado. El módulo de elasticidad de las series de hormigones elaborados con arena natural y triturada, Series *N* y *T*, se pueden representar en función de la resistencia a compresión, de acuerdo con las Ecuaciones 7.8 y 7.9, tal que los valores correspondientes a la Serie *N*, resultan un 38 % mayor que los de la Serie *T*, que puede vincularse con la rigidez de las partículas y al menor volumen de pasta. De la comparación con la relación establecida por el Reglamento ACI 318 (Ecuación 7.10) se concluye que esta fórmula es conservadora, en el sentido que los valores experimentales de las dos series resultan superiores. En cambio, la relación que da CIRSOC 201-82, que se indica aproximadamente en la Ecuación 7.11, no resulta adecuada para estimar el módulo de los hormigones con arena triturada.

$$\text{Serie } N: \quad E = 7164 \cdot (f'_c)^{1/2} \quad (R^2 = 0,98) \quad (7.8)$$

$$\text{Serie } T: \quad E = 5178 \cdot (f'_c)^{1/2} \quad (R^2 = 0,96) \quad (7.9)$$

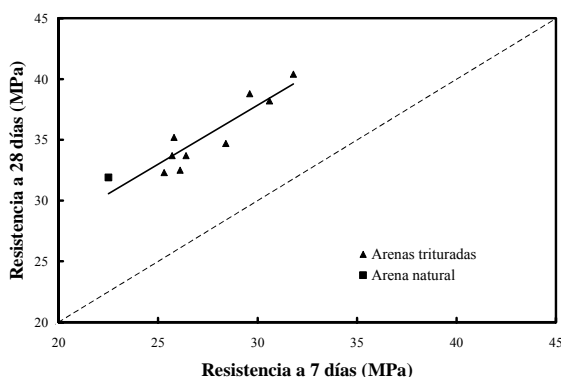
$$\text{ACI 318:} \quad E = 4750 \cdot (f'_c)^{1/2} \quad (7.10)$$

$$\text{CIRSOC 201-82:} \quad E = 6280 \cdot (f'_c)^{1/2} \quad (7.11)$$

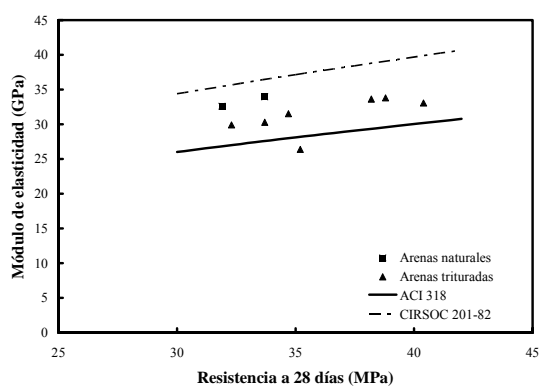
**c) Influencia de la Mineralogía del Agregado Fino en las Propiedades Mecánicas del Hormigón:** En esta etapa se analizarán los hormigones realizados con las arenas de diferentes orígenes mineralógicos, *TC-1*, *TD-1*, *TG-4*, *TQ-1*, *AN-1* y *AN-2*. Los resultados de estas experiencias se muestran en las Figuras 7.4 y 7.5, donde las Series 1 y 2 se corresponden con relaciones  $a/c$  de 0,45 y 0,50, respectivamente. De

la primera figura se puede establecer que la resistencia a compresión de los hormigones con arenas trituradas, a los 7 días, fueron de  $30 \pm 1,8$  y  $26 \pm 0,7$  MPa para las Series 1 y 2, respectivamente. Es decir, el incremento de agua implica un decrecimiento del orden de 4 MPa, a los 7 días. Para las mezclas con arenas naturales se observan valores de resistencia más bajos respecto a los valores medios con arenas trituradas, del 75 % para la *N-1* y del 86 % para la *N2-1*.

Del análisis de la Figura 7.5 se puede establecer que la resistencia a compresión de los hormigones realizados con arena trituradas, a los 28 días, fueron de  $38 \pm 2,5$  y  $33 \pm 2$  MPa para las Series 1 y 2, respectivamente. Es decir, que el incremento del contenido de agua para mantener la consistencia de diseño implica una reducción de resistencia en el orden de 5 MPa. Para las mezclas con arenas naturales se observan valores de resistencia más bajos respecto a los valores medios con arenas trituradas, del 84 % para la *N-1* y del 89 % para la *N2-1*. En ambos casos, la forma redondeada y la textura superficial son responsables, en parte, de este comportamiento, aunque también, efectuando la comparación entre las mezclas *N-1* y *N2-1*, la granulometría de la arena marca una diferencia a favor de la más fina. También se debe tener en cuenta el efecto del polvo sobre la microestructura de la pasta de cemento y la interfaz, que pueden incrementar la resistencia mecánica de los hormigones con arena triturada.



**Figura 7.16:** Relación entre las resistencias a compresión a 7 y 28 días ( $R^2=0,84$ ).



**Figura 7.17:** Relación entre resistencia a compresión y el módulo de elasticidad.

Por otra parte, en la Figura 7.16 se informa la relación entre las resistencias a 7 y 28 días de todos los hormigones estudiados, observándose que los valores se alinean independientemente del tipo de arena. En la Figura 7.17 se muestra la relación entre la resistencia y el módulo de elasticidad, donde los valores correspondientes a las arenas trituradas tienden a agruparse por debajo de los valores de los hormigones con arenas naturales, en una magnitud del 10 %, aunque todos los valores se encuentran por encima de la curva del ACI 318 y por debajo de la línea del CIRSOC 201-82. Este comportamiento puede asociarse a la diferencia existente entre los módulos de elasticidad de las diferentes arenas, y también, se debe tener en cuenta que el módulo de elasticidad disminuye con el incremento del área superficial del agregado y de la resistencia (Goble, 1999).

Resumiendo, estas experiencias con hormigones convencionales ( $f'_c < 40$  MPa) han mostrado que diferentes arenas trituradas con similares granulometrías y contenidos de polvo, en el caso que el contenido de pasta se mantenga constante, presentan un nivel resistente similar, y a su vez, superior al de hormigones con arena natural de similar módulo de finura. Este comportamiento se puede atribuir al mejoramiento físico-mecánico de la interfaz “*pasta-agregado fino*”, y a la presencia de polvo en la pasta. Además, el incremento de agua, como solución a los problemas de trabajabilidad de las arenas trituradas, puede reducir la resistencia en el orden de 5 MPa, para cambios de relación *a/c* de 0,45 a 0,50.

**d) Influencia de la Forma y Textura del Agregado Fino en las Propiedades Mecánicas del Hormigón:**

Los hormigones a ser analizados han sido diseñados con iguales proporciones de materiales, solo que el agregado fino estuvo compuesto por porcentajes variables de arena natural *AN-1* y arena triturada granítica *TG-2*, ambas con granulometrías iguales.

Como ha sido planteado en el Capítulo 4, las propiedades mecánicas del hormigón como un material compuesto dependen de las características y propiedades de sus tres fases: la pasta de cemento endurecida, los agregados y la zona de transición entre la pasta y los agregados. La zona de interfaz no solamente existe sobre la superficie del agregado grueso, sino también alrededor de las partículas de arena. El agregado fino ocupa un volumen importante del hormigón, y el área superficial de la arena en la mezcla de hormigón es de 24 a 40 veces la del agregado grueso. Aunque el espesor de la zona de interfaz del agregado fino es menor, la suma de todas esas zonas hacen un volumen muy considerable, planteándose que el volumen total afectado es de 1/3 a 1/2 del volumen total de la pasta endurecida (Neville, 1997). Entonces, las características geométricas de las partículas de arena afectarán la resistencia y la durabilidad del hormigón convencional, al modificar las características de la interfaz.

Se efectuaron estudios previos a la elaboración de los hormigones, para analizar la relación entre el contenido de vacíos de la arena y el porcentaje de arena natural en el agregado fino, dado que la forma y la textura superficial de las partículas de las arenas triturada pueden evaluarse aplicando la medición del contenido de vacíos, en estado suelto o compactado. De las experiencias realizadas, la variación del contenido de vacíos de las mezclas de arenas puede calcularse con las Ecuaciones 7.12 y 7.13, como una función del porcentaje de arena natural (*%AN*), manteniendo constante la granulometría.

$$\% \text{ vacíos arena compactada} = -0,0384 \cdot \%AN + 40,70 \quad (R^2 = 0,99) \quad (7.12)$$

$$\% \text{ vacíos arena suelta} = -0,0264 \cdot \%AN + 36,04 \quad (R^2 = 0,99) \quad (7.13)$$

Las mezclas en estudio tienen iguales proporciones y solamente se cambió la proporción de partículas redondeadas en el agregado fino. La Figura 7.6 muestra el desarrollo de la resistencia a compresión de los hormigones con la edad, y en la Figura 7.7 de acuerdo con el nivel de reemplazo de arena triturada por arena natural silíceo. Los rangos de resistencia obtenidas fueron de  $50,5 \pm 1,5$ ,  $54 \pm 4$ ,  $66 \pm 5$  y  $77 \pm 7$  MPa a 7 y 28 días, 1 y 5 años, respectivamente. De estas figuras se puede considerar que la influencia del tipo de agregado fino sobre la resistencia a compresión, no es significativa a edades tempranas, cuando el porcentaje de partículas redondeadas en la arena se incrementa y el volumen de pasta se mantiene constante. Sin embargo, a los cinco años la resistencia a compresión es mayor cuando el contenido de arena natural supera el 50 % del agregado fino. Siendo del orden de 70 MPa para 0 y 25 % de arena triturada, y de 82 MPa, para contenidos mayores de arena triturada.

El comportamiento observado indica que en el rango de altas resistencias, las características geométricas de las partículas de arena afectan a la resistencia del hormigón a edades avanzadas. Esto puede atribuirse a la presencia en la arena granítica de mica y feldespatos, los cuales poseen exfoliaciones en un rango entre extremadamente perfecta a bueno, que origina planos débiles. Además, la geometría angular de las partículas puede causar concentración de tensiones y microfisuras en la zona de transición. En este estudio, los resultados no se ven afectados por el agregado grueso porque el tipo, granulometría y volumen del mismo se mantuvieron constantes en todas las mezclas, ni por la presencia de polvo de roca.

Un comportamiento similar se observó con los resultados obtenidos sobre probetas moldeadas con morteros provenientes del tamizado de los hormigones, y en este caso, los rangos de resistencia a compresión fueron de  $67 \pm 5$ ,  $78 \pm 5$  y  $89 \pm 5,5$  MPa, para 28 días, 1 y 5 años, respectivamente. A los 7 días



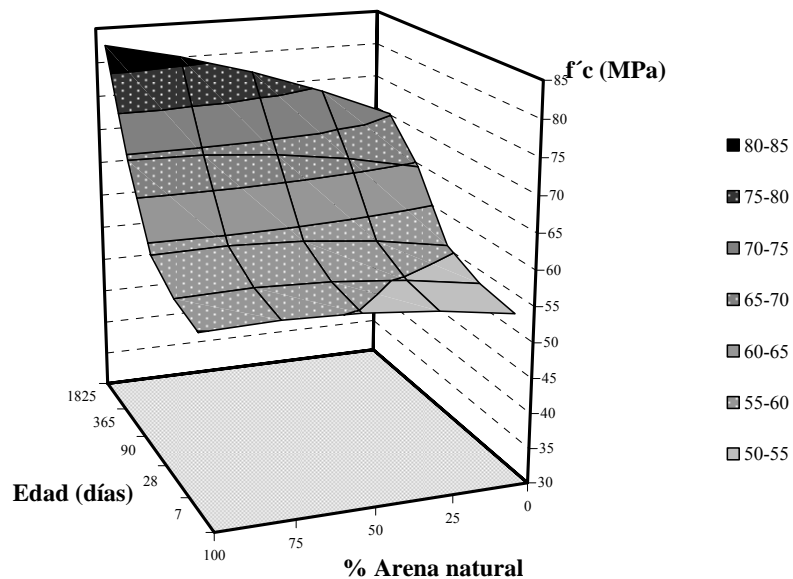
el mortero con arena triturada presenta una mayor resistencia que los restantes que contienen diferentes porcentajes de *AN-I*, en cambio a los 5 años, la resistencia de los morteros con arena natural o con arena triturada es prácticamente de la misma magnitud (ver Figura 7.10). Posteriormente, se realizó un análisis de regresión con los valores de resistencia de los morteros y hormigones empleando un modelo matemático con ecuaciones polinomiales de segundo orden. Las Ecuaciones 7.14 y 7.15 fueron obtenidas por el ajuste de los resultados experimentales, teniendo en cuenta la edad, porcentaje de arena natural y resistencia a compresión, para hormigones y morteros, respectivamente. Estas ecuaciones pueden expresarse como:

$$f'_c = 51,978 + 0,079 (\%AN) + 0,0404 t - 0,0005 (\%AN)^2 - 0,00002 t^2 + 0,00006 (\%AN) t \quad (7.14)$$

$$f'_{cm} = 64,401 - 0,0037 (\%AN) + 0,0432 t + 0,0003 (\%AN)^2 - 0,00002 t^2 + 0,00001 (\%AN) t \quad (7.15)$$

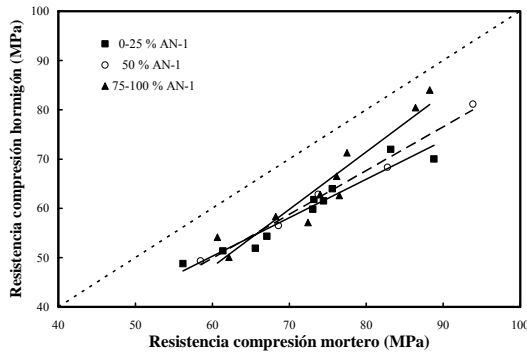
donde  $f'_c$  es la resistencia a compresión del hormigón (MPa),  $f'_{cm}$  es la resistencia a compresión del mortero (MPa),  $\%AN$  es el porcentaje de arena natural, y  $t$  es la edad (días). La Figura 7.18 muestra la superficie correspondiente a la Ecuación 7.14, con un coeficiente de regresión  $R^2 = 0,89$ . El eje correspondiente a la edad ha sido dibujado con una escala no numérica y la superficie se divide en siete niveles de resistencia de 5 MPa cada uno, cubriendo el rango de 50 a 85 MPa.

La relación entre las resistencias a compresión del hormigón y su correspondiente mortero es de  $0,82 \pm 0,01$  y  $0,87 \pm 0,01$  para 7-90 días y 1-5 años, respectivamente. Estos valores son similares a los obtenidos por otros autores utilizando un agregado grueso de características similares (Giaccio, 1992). La resistencia a compresión del hormigón tiene una sencilla correlación con la resistencia a compresión del mortero (ver Ecuación 7.16), y en la Figura 7.19 se agruparon los valores en tres grupos con contenidos de arena natural de 0-25, 50 y 75-100 %. Para resistencias del hormigón menores a 60 MPa, los valores tienden a convergir, pero al incrementarse el nivel resistente las mezclas con mayor contenido de arena natural se acercan a la bisectriz, es decir, que los correspondientes hormigones tienen una mayor resistencia que aquellos que contienen arena triturada en mayores proporciones.

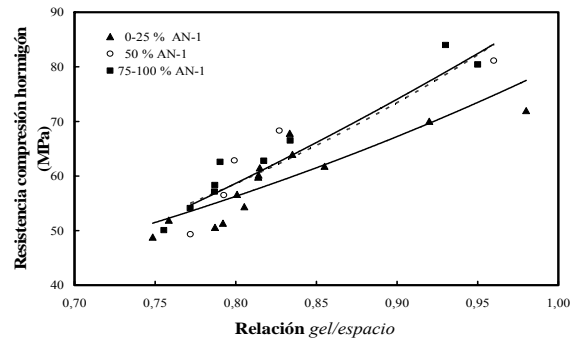


**Figura 7.18:** Superficie de iso-respuesta para resistencia a compresión en función del contenido de arena natural y la edad.

$$f'_c = 0,5734 (f'_{cm})^{1,0908} \quad (R^2 = 0,91) \quad (7.16)$$



**Figura 7.19:** Relación entre las resistencia a compresión del hormigón y su correspondiente mortero ( $R^2=0,91-0,99$ ).



**Figura 7.20:** Resistencia a compresión del hormigón en función de la relación *gel/espacio* ( $R^2=0,75-0,81$ ).

Con el fin de inferir el comportamiento del material en el micronivel, en la Figura 7.20 se muestra la vinculación existente entre la resistencia del hormigón y la relación *gel/espacio*, siendo esta última un parámetro indicativo del progreso de la densificación debida al proceso de hidratación. Los puntos experimentales se han agrupado en tres curvas, de acuerdo con el contenido de partículas redondeadas, y las curvas de 50 y 75-100 % de arena natural son prácticamente coincidentes. A edades tempranas, cuando la porosidad capilar es elevada las curvas resultan convergentes. En cambio, a la edad de 5 años, a igual calidad de pasta de cemento, la resistencia del hormigón es superior para las mezclas con agregado fino compuesto de un mayor contenido de partículas redondeadas. Este comportamiento puede ser atribuido a las características mineralógicas de las partículas de granito, como se indicó anteriormente, y por la concentración de tensiones alrededor de los granos del agregado fino triturado. Este análisis microestructural puede explicar el comportamiento del hormigón, mostrado en la Figura 7.6.

**Módulo de elasticidad:** Para el desarrollo de esta tesis, otro tema de importancia resulta ser la influencia de las características físicas del agregado fino sobre la rigidez del material. La Figura 7.21 muestra la relación entre la resistencia a compresión del hormigón y el módulo de elasticidad (determinado al 40 % de la carga de rotura), agrupados de acuerdo con el contenido de arena natural. Ambas propiedades del hormigón dependen de las propiedades de la pasta y del agregado, como así de los volúmenes relativos de cada uno de ellos, y del grado de hidratación. Generalmente, la influencia de la arena sobre esta relación no es considerada en los códigos, ni en la bibliografía, en cambio alguno de ellos se incluye la densidad del agregado grueso. En el presente estudio, las mezclas que contienen altos porcentajes de arena natural son los que presentan un mayor módulo de elasticidad para el mismo nivel de resistencia. Para valores de resistencia a compresión del orden de 50 MPa, el módulo de elasticidad de los hormigones, con un 75-100 % de AN-I, es un 14 % mayor que los determinados en hormigones que contenían un 0-25 %. En cambio, para resistencias de 80 MPa, la tendencia se invierte, siendo un 4 % menor los valores del módulo para los hormigones con un 75-100 % de AN-I.

Además, se debe notar que todos los valores experimentales se encuentran por encima de la curva indicada por el ACI 363, para hormigones de alta resistencia; en cambio, solo para resistencias mayores de 60 MPa se encuentran por encima de la curva del ACI 318, para hormigones convencionales. Ante estos resultados, para valores del módulo de elasticidad en el nivel de las muy altas resistencias merecen ser verificados experimentalmente, dado que las mezclas poseen contenidos de pasta elevados o la existencia de microfisuración a nivel de los agregados gruesos, puede modificar la relación “resistencia-modulo de elasticidad”.

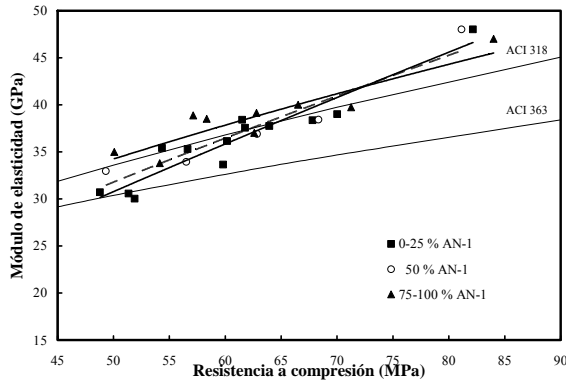


Figura 7.21: Módulo de elasticidad del hormigón en función de la resistencia a compresión ( $R^2=0,82-0,91$ ).

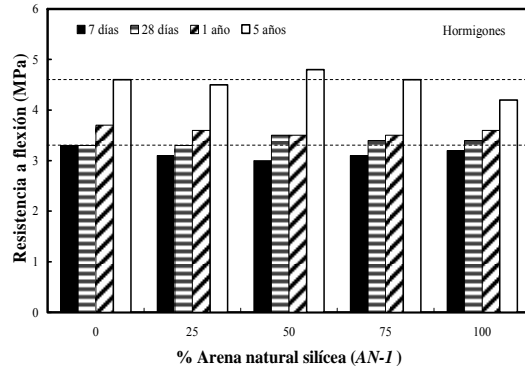


Figura 7.22: Resistencia a flexión de hormigones en función del contenido de arena natural silíceo.

**Resistencia a tracción:** En las Figuras 7.8 y 7.9 se muestran el desarrollo de resistencia a tracción por compresión diametral y a flexión con la edad, respectivamente, observándose que la resistencia a flexión se mantiene prácticamente constante para cada edad, no resultando afectada por el contenido de partículas redondeadas (ver Figura 7.22). Los valores se encuentran en un rango menor a  $\pm 5\%$  del valor medio en cada edad. Por otra parte, el crecimiento de la resistencia a compresión de los distintos hormigones no es acompañado en la misma magnitud, que el incremento de resistencia a tracción (ver Figura 7.23).

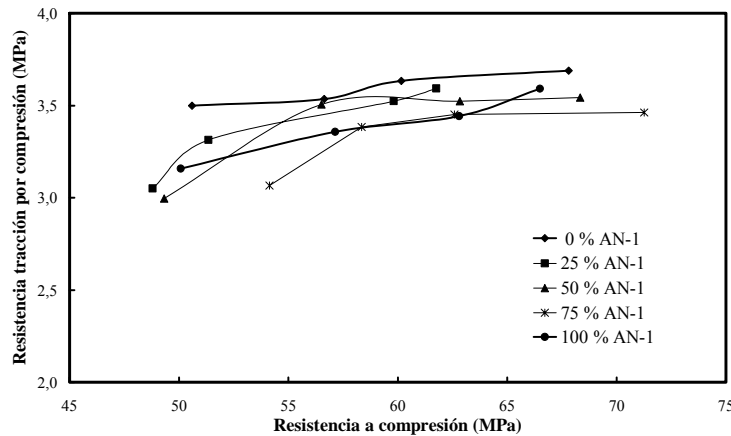


Figura 7.23: Relación entre las resistencias a compresión y tracción de los hormigones.

e) **Hormigones de Alta Resistencia con Arenas Trituradas:** En estado fresco, se observó un comportamiento similar (asentamiento, terminación y aspecto visual) en las mezclas AN-530 y G-530, elaboradas con arenas natural y triturada granítica, respectivamente. En los HAR elaborados con arenas trituradas se obtuvo una consistencia en un rango de 12 a 18 cm (ver Tabla 5.18 del Capítulo 5), aunque una mayor dosis de aditivo superplastificante fue necesario utilizar para mitigar el efecto adverso de la forma y textura superficial de los granos. Este incremento en el contenido de aditivo no produjo retardo del fraguado, excepto en la mezcla con arena triturada dolomítica, ni cambios en el desarrollo de resistencia. La pérdida de asentamiento determinada a los 20 minutos fue, en todos los casos, importante.

Con la arena dolomítica se obtuvo un pobre comportamiento en estado fresco. Este agregado fino tiene una mayor proporción de partículas elongadas que incrementa el porcentaje de vacíos en 4 a 6

unidades porcentuales, comparado con las arenas calcítica y granítica, respectivamente. Por esta razón, la mezcla *D-450* presentó poca cohesión y no se tuvo en cuenta en este estudio. El contenido adicional de vacíos de la arena dolomítica indica que para mantener los parámetros adoptados en el diseño (similar relación *a/c*), se debe incrementar en  $30 \text{ kg/m}^3$  el contenido de cemento y en  $11 \text{ kg/m}^3$  el de agua. En términos generales los HAR realizados con arenas trituradas no presentan inconvenientes en el estado fresco, y el comportamiento en este caso depende de la dosis de aditivo y del tiempo de acción del mismo.

***Influencia de la Forma y la Textura Superficial del Agregado Fino en el HAR:*** El desarrollo de resistencia se muestra en la Figura 7.11, y se observa que el hormigón *G-530* resulta ser más resistente que el *AN-530*, a todas las edades (entre 14 y 9 % a 28 y 90 días, respectivamente). Este incremento en la resistencia se asocia a la mayor resistencia de la interfaz pasta-agregado, presencia de polvo, y a la resistencia intrínseca de las partículas de arena.

En el caso de estudios sobre agregados gruesos, un comportamiento similar al indicado en la Figura 7.11 fue observado también en hormigones con agregado grueso granítico, respecto a otro con cantos rodados silíceos (21 % mayor a 28 días). El mismo ha sido atribuido al hecho de que *“cuando la buena adherencia se combina con inclusiones resistentes, las propiedades mecánicas resultan favorecidas; los hormigones preparados con agregado granítico, de textura rugosa, formas angulosas y de buena resistencia que favorecen un mecanismo de entrecruzamiento mecánico, muestran mayores valores de resistencia y tenacidad, con superficies de fractura muy tortuosas”* (Zerbino, 1998).

La Tabla 7.4 y la Figura 7.11.b muestran que las mezclas *G-530* y *AN-530* tienen un grado de hidratación similar, es decir, un contenido parecido de productos de hidratación hasta la edad de 365 días. De acuerdo con estos resultados, la relación *gel/espacio* para ambos hormigones es equivalente. Luego, es de esperar que ambos hormigones debieran tener una resistencia a compresión similar, aunque experimentalmente la mezcla *G-530* desarrolló una mayor resistencia que el *AN-530*. En cambio, la resistencia a tracción por compresión diametral resultó similar para ambas mezclas. Sin embargo, el módulo de elasticidad de *AN-530* fue mayor que el correspondiente a *G-530*. El incremento de resistencia acompañado con un menor módulo de elasticidad ha sido observado, también, usando diferentes agregados gruesos (Giaccio, 1993).

De la Tabla 7.4 se desprende que a pesar del curado normal mantenido durante 365 días, una porción significativa del cemento no se ha hidratado, esto configura un argumento que es beneficioso desde el punto de vista económico-sustentable, reemplazar parte del clinker por materiales suplementarios que requieren menor energía para su inclusión dentro de los cementos compuestos o fillerizados.

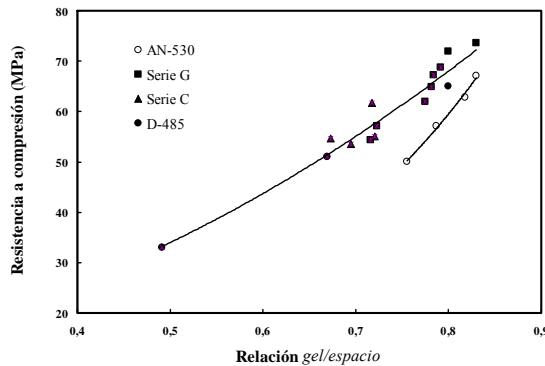
***Influencia del Origen Mineralógico del Agregado Fino en el HAR:*** El desarrollo de la resistencia para hormigones conteniendo entre 450 y  $485 \text{ kg/m}^3$  de cemento y diferentes arenas trituradas se muestra en la Figura 7.12.a. Los hormigones con arenas trituradas granítica (*G-485* y *G-450*), calcítica (*C-485* y *C-450*) alcanzaron resistencias a compresión en los rangos de 54-62 MPa y 54-56 MPa, a la edad de 28 días, respectivamente. A los 90 días esos rangos fueron de 57-67 y 55-60 MPa. A los 365 días, las mezclas graníticas se encuentran en 62 MPa y las calcítica en 59 MPa. En cambio, la mezcla *D-485* evolucionó de 49 a 59 MPa, entre los 28 y 365 días.

Analizando los resultados, la mayor resistencia de la mezcla *G-485* se atribuye principalmente al alto grado de hidratación que desarrolla a todas las edades. (Figura 7.12.b). Esta aceleración del grado de hidratación produce un volumen de cemento hidratado similar al *G-530*. Luego, la resistencia a compresión del *G-485* resulta similar al de la mezcla *G-530*, pero con un contenido de cemento menor

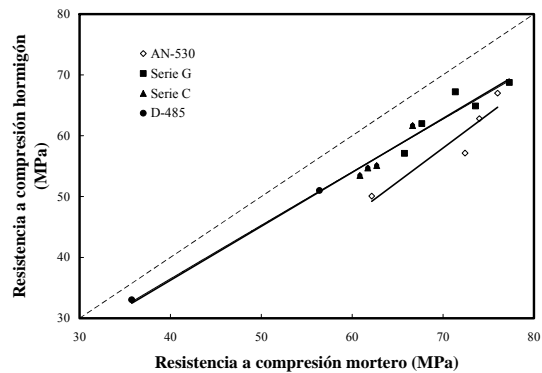
en  $45 \text{ kg/m}^3$ . Esta observación indica que en el hormigón *G-530*, una parte del cemento permanece sin hidratarse debido a la falta de espacio disponible para el desarrollo de los productos de hidratación. Otro efecto que se debe tener en cuenta es la influencia del polvo de roca sobre la hidratación del cemento, durante las edades tempranas (ver punto 7.4).

La resistencia a compresión de las mezclas *C-485* y *D-485* fue menor que la *G-485*. Este comportamiento se puede atribuir a la resistencia intrínseca y a diferencias en la textura superficial de las partículas de arena, dado que el contenido de cemento y la relación *a/c* se mantienen constantes en las tres mezclas. A los 28 y 90 días, la diferencia en la cantidad de cemento hidratado de los hormigones *C-485* y *D-485* también se refleja sobre el desarrollo de sus resistencias, respecto a *G-485*.

En la Figura 7.24 se observa que para todos los hormigones con arenas trituradas, la relación *gel/espacio* tiene una similar ley de variación, pero diferente que la de las mezclas con arena natural. Este comportamiento confirma la influencia de la resistencia, presencia de polvo (filler), textura superficial y forma de las partículas de agregado fino, sobre la resistencia a compresión de los HAR. De este modo, los hormigones con arena triturada tienen una mayor resistencia que los hormigones con arena natural, cuando la pasta de cemento posee similar relación *gel/espacio*. En la Figura 7.25 se muestra que la resistencia a compresión se vincula directamente con la resistencia de la fase mortero. Sin embargo, los hormigones con arena triturada tienen mejor performance que aquellos elaborados con arena natural, porque a igual resistencia del mortero, la resistencia de los hormigones con arenas trituradas es mayor (10 %) que la resistencia de aquellos que contienen arena natural, independientemente de su mineralogía.

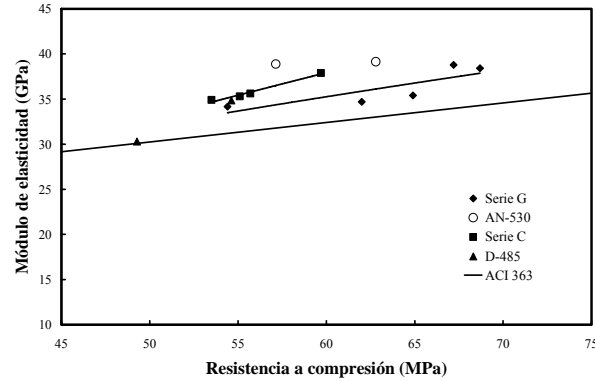


**Figura 7.24:** Resistencia a compresión vs. Relación *gel/espacio* ( $R^2=0,94-0,99$ ).



**Figura 7.25:** Relación entre las resistencias a compresión de morteros y hormigones ( $R^2=0,89-0,98$ ).

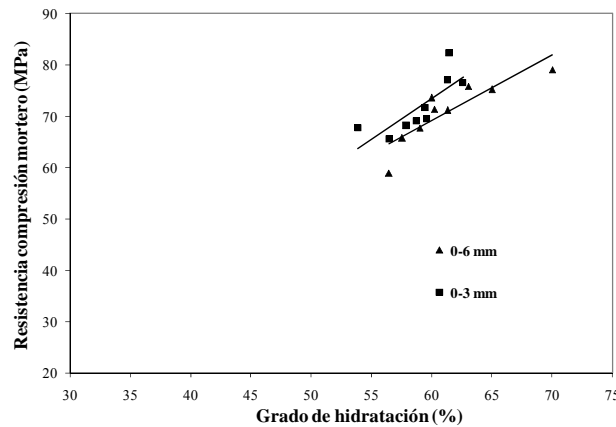
La Figura 7.13 muestra la influencia del tipo de agregado fino sobre el módulo de elasticidad, se observa que el módulo de elasticidad de *AN-530* es superior al de *G-530*, y se mantiene constante entre los 28 y 90 días. El comportamiento de *G-530* es similar a los hormigones *G-485*, *G-450* y *C-485*, pero el hormigón con arena dolomítica, *D-485*, muestra un menor módulo de elasticidad a todas las edades. Los valores de la relación entre la resistencia y el módulo de elasticidad de todas las mezclas se encuentran por encima de la curva del ACI 363, denotándose una mayor rigidez para los hormigones con arena calcítica respecto a los que contienen arena granítica, hecho que puede atribuirse a la diferencia en la microestructura (presencia de mica y feldespatos en el granito) y/o a la rigidez de la roca de origen (ver Figura 7.26). Se debe destacar que la mezcla con arena natural presenta una mayor rigidez (10-14 %) que aquellas que contienen arenas trituradas, comportamiento similar al observado en las experiencias 7.1 y 7.4.



**Figura 7.26:** Relación entre la resistencia a compresión y el módulo de elasticidad ( $R^2=0,69-0,97$ ).

Al igual que en el caso de la resistencia, otros trabajos de investigación han mostrado un comportamiento similar, en ellos se comparó el módulo de elasticidad de HAR con cantos rodados silíceos y piedra partida granítica, resultando mayor el correspondiente al que contiene canto rodado (11 %), hecho atribuidos a la mayor rigidez de este tipo de agregado grueso (Zerbino, 1998).

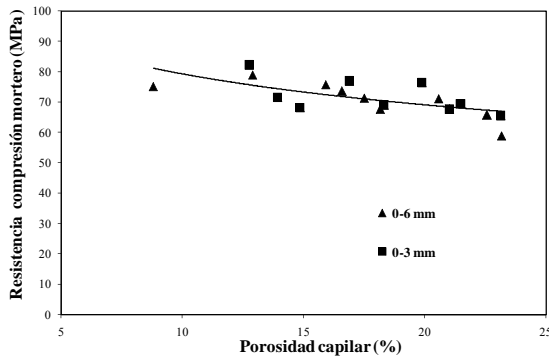
**f) Influencia del Tamaño de la Arena en las Propiedades Mecánicas del Mortero y del Hormigón:** La Figura 7.27 muestra la relación encontrada entre el grado de hidratación y la resistencia a compresión de los morteros, que desde un punto de vista práctico y a pesar de la dispersión de los valores, resulta de interés la tendencia observada. Para un mismo grado de hidratación, se observa una resistencia levemente superior (5 MPa) en el caso de morteros con arena de menor módulo de finura, debido en parte a la mayor homogeneidad de mortero y también, a la menor dimensión de los probables defectos.



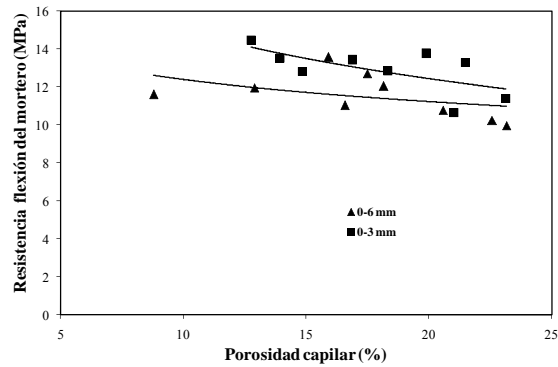
**Figura 7.27:** Resistencia a compresión morteros vs. Grado de hidratación.

En la Figura 7.28 se analiza el comportamiento de la resistencia a compresión de los morteros, en función de la porosidad capilar de la pasta de cemento. Los valores obtenidos empleando el modelo de Powers muestran un incremento de la resistencia a medida que disminuye la porosidad, sin embargo, no permiten efectuar una diferenciación en el comportamiento entre las arenas utilizadas. En cambio, cuando se analiza la resistencia a flexión de los morteros, Figura 7.29, el tamaño de las partículas de arena tiene una significativa influencia. Para un mismo nivel de porosidad el empleo de arena más fina logra resistencias más elevadas (9-14 %), y especialmente cuando la porosidad es relativamente baja la diferencia es mayor.

“Caracterización de la durabilidad de hormigones con arenas de trituración”

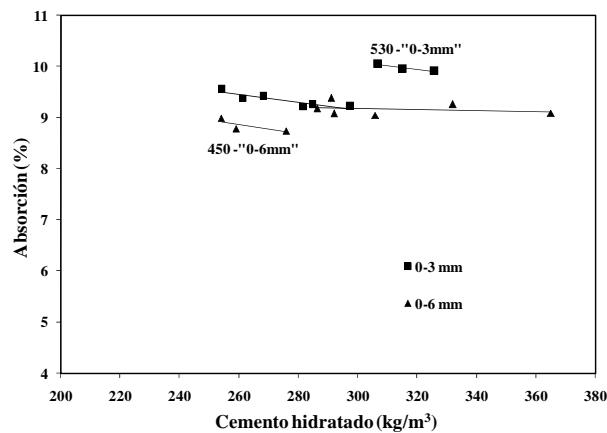


**Figura 7.28:** Resistencia a compresión de morteros vs. porosidad capilar.



**Figura 7.29:** Resistencia a flexión de morteros vs. porosidad capilar.

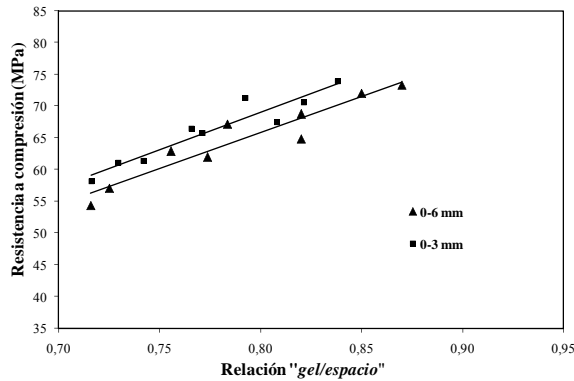
En la Figura 7.30 se observa la relación entre la absorción de los morteros y la cantidad de cemento hidratado. Para todas las mezclas, a medida que la hidratación avanza la absorción disminuye. Los valores tienden a agruparse en una curva central, pero existen dos mezclas que se separan levemente del resto, son la “530-03 mm” y la “450-06 mm”. Ambas presentan la máxima y la mínima superficie específica de los materiales granulares en estado seco, respectivamente. En el primer caso, corresponde a la mayor cantidad de cemento y partículas de arena de menor tamaño. Este comportamiento diferenciado en las mezclas puede deberse a que en el mortero “530-03 mm” existe una mayor superficie específica, un mayor volumen de interfaces y una menor distancia entre partículas. Esto llevaría a que las interfaces estén más conectadas y por ser las zonas más porosas exista una mayor probabilidad de una mayor permeabilidad en el mortero, a pesar de contar con un volumen igual de productos de hidratación que las restantes mezclas. Análogamente, la mezcla “450-06 mm” presenta un comportamiento inverso. Es decir que, de algún modo la finura de la arena y la relación “*agregado/cemento*” influyen en el tamaño y distribución de interfaces, y además, en el tamaño e interconexión de poros capilares, ya que el volumen de agua de mezclado para todos los casos es el mismo.



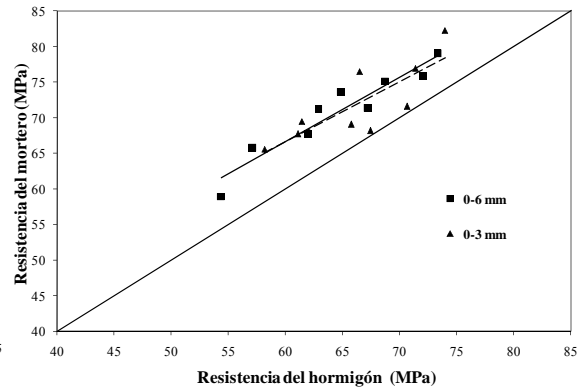
**Figura 7.30:** Absorción de morteros vs. cemento hidratado

La resistencia del hormigón tiene estrecha vinculación con la relación “gel-espacio”. Esta última relaciona la cantidad de productos de hidratación con el volumen original disponible para el crecimiento de dichos productos. La relación “*gel/espacio*” se vincula con la resistencia de una manera más directa que en el caso de la relación *a/c*, ya que tiene en cuenta otros factores que inciden sobre la capacidad de combinación del agua con el cemento (temperatura, humedad relativa, tipo de cemento, etc.).

La Figura 7.31 muestra la resistencia a compresión de los hormigones estudiados en función de la relación “gel/espacio”. Se observa un comportamiento diferencial entre los hormigones con arena “0-3 mm” y “0-6 mm”. Para un mismo grado de calidad de la pasta la resistencia de los hormigones con arena triturada más fina resulta ser superior. A menores edades, cuando los productos de hidratación no han completado plenamente los espacios disponibles, la influencia de la finura del agregado fino triturado no resulta ser tan significativa. En la Figura 7.32 y en la Tabla 7.6 se muestra que la resistencia del hormigón se mantiene entre el 89 y 99 % de la resistencia del mortero, independiente del tamaño de la arena, siendo esto un indicador de la influencia de la fase mortero sobre el comportamiento del material compuesto.



**Figura 7.31:** Relación “gel/espacio”- resistencia de los hormigones



**Figura 7.32:** Resistencia compresión del mortero vs. resistencia del hormigón.

### 7.1.3.- Consideraciones sobre las Propiedades Mecánicas de Hormigones con Diferentes Tipos de Agregados Finos

- Como resultado de los estudios realizados se concluye que las Teorías de Abrams, Feret, y Bolomey, y los criterios de ACI y BS sobre el comportamiento resistente del hormigón son aplicables a los hormigones con arenas trituradas.
- Empleando arenas triturada granítica y natural silíceas de similar granulometría, el contenido de pasta de los hormigones elaborados con la arena triturada requiere un incremento del 28 % del contenido de pasta para mantener las mezclas en un determinado rango de consistencia.
- Las experiencias realizadas muestran que las propiedades mecánicas del hormigón se ven afectadas por las propiedades físicas y mineralógicas del agregado fino, solamente cuando la resistencia alcanza o supera los 60 MPa. En ese nivel de resistencia, la transferencia de cargas entre la pasta y el agregado fino influyen sobre el comportamiento monolítico del hormigón. Es decir, que la influencia del agregado fino sobre la resistencia a compresión del hormigón no es significativa a edades tempranas, cuando el porcentaje de partículas redondeadas se incrementa y el volumen de pasta se mantiene constante. Sin embargo, a la edad de 5 años la resistencia del hormigón resulta mayor cuando el contenido de arena natural se incrementa por encima del 50 %.
- En el caso de HAR elaborados con arenas trituradas de diferente finura, a la edad de un año, todos los hormigones presentaron un 37 % de cemento sin hidratar, por lo que resultaría de interés el reemplazo de éste por adiciones minerales y/o fillers.



### “Caracterización de la durabilidad de hormigones con arenas de trituración”

- Se confirma que la relación entre las resistencias a compresión del hormigón y del mortero se incrementa con la edad.
- El módulo de elasticidad tiene un comportamiento similar al observado en la resistencia, cuando el contenido de arena natural es mayor del 75 %.
- En el análisis, en el micronivel, la relación “*gel/espacio*” es suficientemente indicativa del progreso de la densificación estructural interna del hormigón, debida al proceso de hidratación, a través del tiempo. Las diferencias en el comportamiento mecánico del hormigón con distintos contenidos de arenas trituradas puede atribuirse a las características mecánicas y mineralógicas de la misma, y además, la relación “*gel/espacio*” justifica las diferencias observadas en el desarrollo de resistencia a edades avanzadas, a favor, de las mezclas con mayor contenido de partículas redondeadas.
- El tamaño de las partículas de arena, para una misma mineralogía, influye en las propiedades mecánicas de los morteros y hormigones, con valores mayores en el caso de la arena de menor finura. Los ensayos de absorción en morteros muestran que la finura de la arena y la relación “*agregado/cemento*” influyen en el tamaño y distribución de interfaces “*pasta-agregado fino*”, y además, en el tamaño e interconexión de poros capilares, ya que el volumen de agua de mezclado para todos los casos es el mismo.
- En el Anexo del presente capítulo se incluyen métodos de diseño de mezclas con arenas trituradas, desarrollados a partir de las experiencias de la presente tesis, como complemento a los estudios y análisis precedentes. En el primer caso, se tomó como referencia a las cartas de diseño de Murdock, para hormigones realizados con arenas naturales (Murdock, 1979). Estos resultados complementarios demuestran que también la teoría de Murdock es aplicable a los hormigones con arenas trituradas. Respecto al nomograma para dosificaciones por volumen, el mismo surgió del análisis de los resultados.
- Respecto a los *HAR*, el comportamiento en estado fresco de los *HAR* con arenas trituradas, es comparable con los elaborados con arenas naturales, donde la incidencia del tiempo de acción del aditivo superfluidificante tiene un efecto significativo. Este tipo de *HAR*, necesita una mayor dosis de superfluidificante que los que contienen arenas naturales.
- La resistencia, forma y textura superficial de las partículas y el contenido de polvo de las arenas tienen un efecto importante sobre las propiedades del hormigón, resultando más satisfactorio el uso de arena triturada granítica que los otros tipos de arenas trituradas evaluadas (calcítica y dolomítica).
- La evolución en el tiempo de la resistencia a compresión no es acompañada de igual modo que el desarrollo del módulo de elasticidad. El desarrollo de esta propiedad del hormigón endurecido resulta ser mayor en el caso de las mezclas con arena natural, que las que contienen exclusivamente arenas trituradas. Cuando el contenido de pasta de cemento es adecuado, el empleo de arenas trituradas puede incrementar el nivel de resistencia del hormigón resultante, debido a una mayor rugosidad de las partículas, y al efecto del polvo de roca sobre la hidratación del cemento.

### **7.2.- Contracción por Secado de Morteros con Arenas Naturales y Trituradas**

La estabilidad volumétrica de los morteros y hormigones es una de las exigencias tecnológicas que se requieren de las mezclas, junto a los requisitos de resistencia y durabilidad. El volumen de

agregados es una variable importante en la contracción por secado de las mezclas, mientras que la forma y textura de las partículas tienen influencia ya que pueden modificar el contenido de agua o de la pasta para mantener una determinada consistencia o resistencia. En esta sección se analiza el efecto de las características físicas de las partículas del agregado fino, sobre la contracción por secado de morteros de cemento portland. Se emplean cuatro arenas trituradas existentes en el mercado de distinto origen mineralógico, con similares granulometrías y contenido de polvo de roca. Se evalúa comparativamente la contracción lineal y la pérdida de agua de dos series de morteros, una con relación  $a/c$  constante, y la restante, con fluidez constante, tomándose como referencia a morteros con arenas naturales.

Los estudios se basaron en dos series de morteros, la primera de ellas elaborada con arenas trituradas calcítica, cuarcítica, dolomítica y granítica, se identifican con la siguiente nomenclatura: *MC*, *MQ*, *MD* y *MG*, respectivamente. La segunda serie de morteros fueron elaborados con arena natural *AN-1* y se identifican: como *NAC* para aquellos de relación  $a/c$  de 0,50, como *NF* cuando la fluidez es similar a la serie de morteros con arenas trituradas (con menor volumen de pasta y relación de  $a/c = 0,50$ ), y finalmente, como *N* al mortero con un flow igual al del mortero *NF* pero con un contenido de agua menor y manteniendo constante el contenido de cemento (relación  $a/c = 0,35$ ). Las dosificaciones de los morteros se indican en Tabla 5.20.

### 7.2.1.- Presentación de Resultados de Contracción de Morteros

Los morteros que contienen arenas trituradas de diversos orígenes mineralógicos (*MC*, *MQ*, *MD* y *MG*), con una relación  $a/c = 0,50$ , presentaron una fluidez comprendida entre  $47 \pm 12$  %. El mortero *NAC*, de iguales proporciones que los anteriores, presentó una fluidez de 150 %; esta diferencia se atribuye directamente a la variación de la forma y textura superficial, y al contenido de polvo de las arenas trituradas. El análisis de los resultados comprende inicialmente la comparación de morteros, con igual relación  $a/c$  y, luego, el análisis de otros morteros con igual fluidez y diferentes contenidos de pasta. En la Figura 7.33 se muestran resultados de contracción del primer grupo de morteros (*MC*, *MD*, *MG*, *MQ*, y *NAC*), y en la Figura 7.34, los correspondientes al segundo grupo (*MC*, *MD*, *MG*, *MQ*, *N* y *NF*).

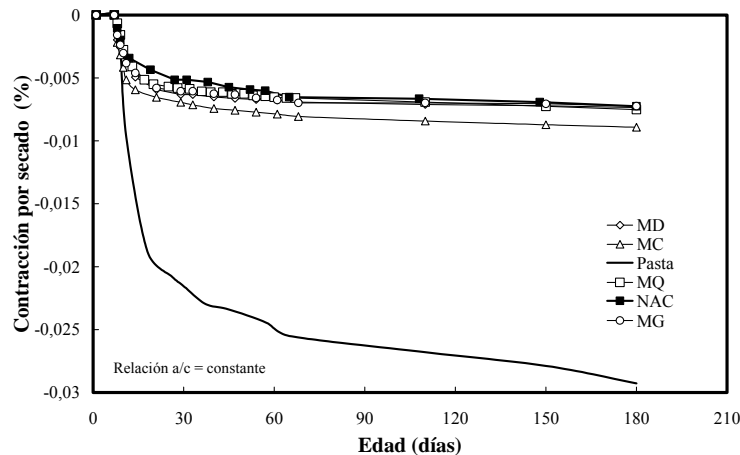


Figura 7.33 Contracción por secado de morteros y pasta de cemento con igual relación  $a/c = 0,50$ .

Las probetas de contracción se pesaron a medida que transcurría el tiempo, a fin de evaluar la pérdida de agua de las mismas para ayudar a interpretar los mecanismos del proceso de contracción. En la Figura 7.35 se indica la pérdida acumulada de agua de los morteros y pasta de cemento, en función de

la edad. Por otra parte, en la Tabla 7.7 se indican los resultados de resistencias a compresión y flexión, contracción por secado y el coeficiente “n” correspondiente a la Ecuación 7.17.

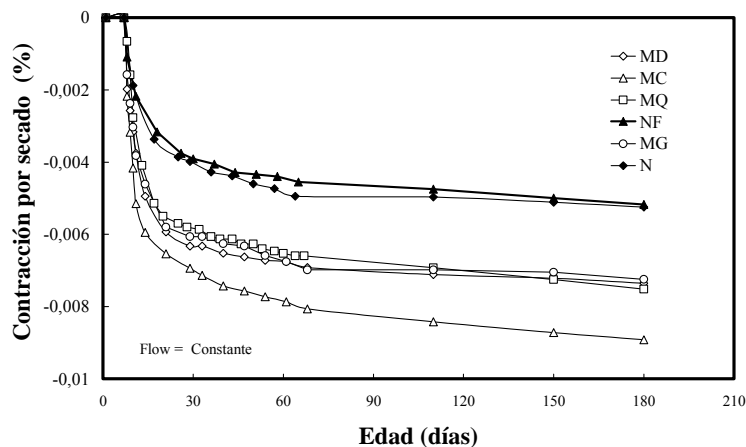


Figura 7.34: Contracción por secado de morteros con fluidez constante (Flow = 47±12 %).

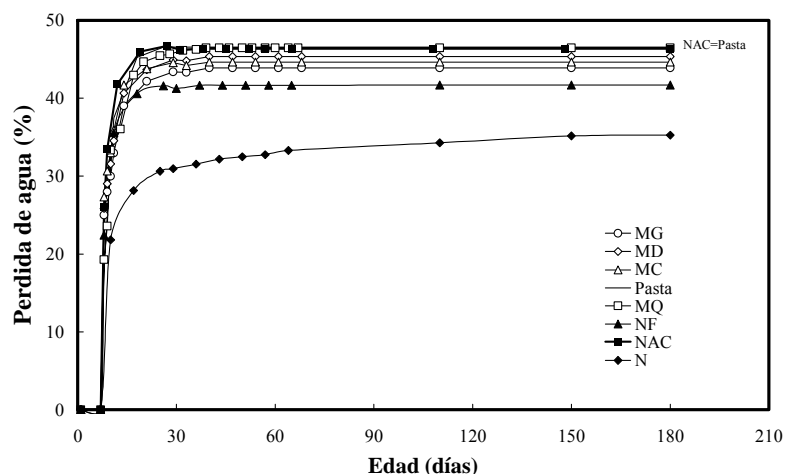


Figura 7.35: Pérdida de agua en función del tiempo.

Tabla 7.7: Características del estado endurecido de los morteros y valores del coeficiente “n”.

Mortero	MC	MQ	MD	MG	NAC	NF	N	Pasta
Compresión, 7d, (MPa)	35,1	36,0	37,6	34,6	24,0	21,6	40,9	21,6
Compresión, 28d, (MPa)	45,8	43,1	47,4	42,8	38,5	32,1	55,6	33,4
Flexión, 7 d, (MPa)	7,2	7,2	8,2	7,0	4,8	4,4	6,5	6,2
Flexión, 28 d, (MPa)	8,8	7,7	9,8	7,8	6,0	5,6	7,7	8,6
Contracción 28 d, (%)	-0,0074	-0,0061	-0,0063	-0,0061	-0,0053	-0,0041	-0,0043	-0,0233
Contracción 180 d, (%)	-0,0089	-0,0075	-0,0074	-0,0073	-0,0073	-0,0052	-0,0053	-0,0293
Coeficiente “n”	1,295	1,505	1,514	1,501	1,615	1,561	-----	0

## 7.2.2.- Análisis y Discusión de Resultados de Experiencias de Contracción por Secado de Morteros

**Contracción por Secado y Resistencia de Morteros con Relación a/c Constante:** El ensayo de contracción sobre probetas de morteros u hormigones realizado de acuerdo con la Norma ASTM C 157

es un ensayo de laboratorio, cuyos resultados están influenciados fundamentalmente por el tamaño de la probeta (volumen de material evaluado). Además, estudios realizados muestran que las probetas de obra, con los mismos componentes del hormigón, pueden producir valores de contracción por secado en un rango de 100 a 200 % mayor, que los obtenidos sobre probetas de laboratorio (Kraai, 1982). Sin embargo, las limitaciones indicadas no impiden que el ensayo utilizado sea una herramienta útil para analizar comparativamente el comportamiento de morteros, elaborados con distintos materiales y establecer la influencia de los mismos, en las deformaciones debidas al proceso de secado.

La Figura 7.33 muestra la contracción por secado de los morteros elaborados con arenas trituradas, el mortero *NAC* y la pasta de cemento, todos con igual relación *a/c*. Todos los morteros presentan comportamientos similares. Se observa un crecimiento importante de la contracción en los primeros 20 días de secado y a partir de allí, los valores se mantienen prácticamente constantes. Además, la mineralogía parece influir levemente sobre el desarrollo de la contracción, ya que los morteros con arenas granítica, cuarcítica y dolomítica presentan curvas coincidentes, con valores de contracción a los 28 días de secado de  $-0,0062\%$ , mientras que el elaborado con arena calcítica tiene una contracción de  $-0,0071\%$ , es decir un 15 % mayor. A los 180 días, se observa el mismo comportamiento con una contracción de un 20 % mayor para el mortero *MC*. Esta diferencia puede estar relacionada con un mayor efecto filler del polvo calcáreo, que acelera las reacciones de hidratación a edades tempranas y, eventualmente, puede modificar la distribución y tamaño de poros de la pasta de cemento. Por último, el mortero que contiene arena silícea *NAC* presenta a los 28 días una menor contracción ( $-0,0053$ ) respecto a los que contienen arenas trituradas, y a los 180 días se iguala con los valores de los morteros *MG*, *MD* y *MQ*.

La causa que puede justificar este comportamiento diferencial observada en la Figura 7.33, entre las distintas mineralogías de las arenas, puede estar relacionada con la rigidez de las partículas. También, la forma de las partículas puede, en algunos casos, favorecer el microfisuramiento de la pasta alrededor de los granos de la arena (Mehta, 1993).

En la Figura 7.33 se incluye la contracción de la pasta de cemento de igual relación *a/c*, que a los 180 días es de  $-0,0293\%$ , es decir del orden de 4,0 veces mayor que la de los morteros con arenas trituradas ante la falta de agregados que restrinjan la contracción. Por otra parte, la ecuación de Powers sobre la contracción de hormigones (ver Ecuación 4.16, Powers, 1971) se puede adaptar para los morteros (ver Ecuación 7.17), siendo  $\varepsilon_m$  la contracción del mortero.

$$\varepsilon_m/\varepsilon_p = (1-A)^n \quad (7.17)$$

Del análisis de los resultados obtenidos en estas experiencias, surgen valores del coeficiente “*n*” para las distintas muestras en estudio (ver Tabla 7.7), que diferencian claramente los morteros que contienen arenas trituradas de los elaborados con arena natural, que resultan ser mayores.

Los morteros que contienen arenas trituradas presentan resistencias a compresión y a flexión similares a la edad de 28 días ( $44,5 \pm 2,3$  MPa y  $8,8 \pm 1$  MPa, respectivamente), mientras que el mortero con arena natural *NAC* tiene resistencias a compresión y flexión, sensiblemente menores a la de los morteros con arenas trituradas (86 y 71 % de los valores promedios de los morteros con arenas trituradas, respectivamente). Esta diferencia puede atribuirse al efecto filler, dado que las proporciones de los morteros son idénticas, y la arena del mortero *NAC* no contiene finos; y también, a la influencia de la forma y textura de las partículas que inciden sobre la calidad de la interfaz.

**Contracción por Secado de Morteros con Fluidéz Constante:** Continuando el estudio de la contracción, se efectúa el análisis comparativo de los morteros dosificados con fluidéz constante, *MC*, *MQ*, *MD*, *MG*,

*NF* y *N* (ver Figura 7.34). El mortero *NF* tiene un menor volumen de pasta cementicia (20 %) para mantener la fluidez en el mismo rango que los que contienen arenas trituradas. Las curvas de los morteros con arenas trituradas son las mismas que se observan en la Figura 7.33, siendo comparadas en este caso con las correspondientes a los morteros, con arena natural con relaciones *a/c* de 0,50 y 0,35. A pesar de la diferencia en la relación *a/c* de los morteros *N* y *NF*, el comportamiento detectado es similar, lo cual puede relacionarse con que el volumen de los agregados de ambos morteros es aproximadamente igual, 67 % y 63 %, respectivamente, confirmándose la expresión de Powers (Neville, 1988).

Los valores de contracción a los 28 días de los morteros *NF* y *N*, son un 34 % y 31 % menor respecto a la contracción de los morteros con arenas trituradas, diferencia que se mantiene a los 180 días. Siendo el menor contenido de pasta y de agua (30 %), para mantener la fluidez constante, las variables que influyeron de modo proporcional sobre el resultado observado para los morteros *NF* y *N*.

Los resultados obtenidos muestran que es necesario tener en cuenta la contracción por secado, en el diseño de estructuras de hormigón relativamente delgadas (p.e., láminas), en las cuales se emplean agregados finos triturados, en particular, cuando no se utilizan otras alternativas tecnológicas como ser el empleo de aditivos reductores del contenido de agua para controlar el volumen de pasta.

**Pérdida de Agua por Secado:** La pérdida de agua que sufre el material es considerada una de las principales causas de fisuración del hormigón, cuando el mismo se encuentra restringido en sus movimientos (Kraai, 1982). De la Figura 7.35 se puede establecer que las mayores pérdidas de agua corresponden al mortero *NAC* y a la pasta de cemento, que muestran un desarrollo en el tiempo prácticamente coincidente. En el rango comprendido entre el 43 y 45 % de pérdida de agua, respecto al agua total de mezclado, se encuentran las curvas de los morteros con arenas trituradas (*MAT*). Se corrobora que el mortero *N* tiene un porcentaje menor de pérdida de agua (35 %), vinculado al menor contenido de agua inicial, y a que posee una estructura de pasta más compacta, debida a su menor relación *a/c*.

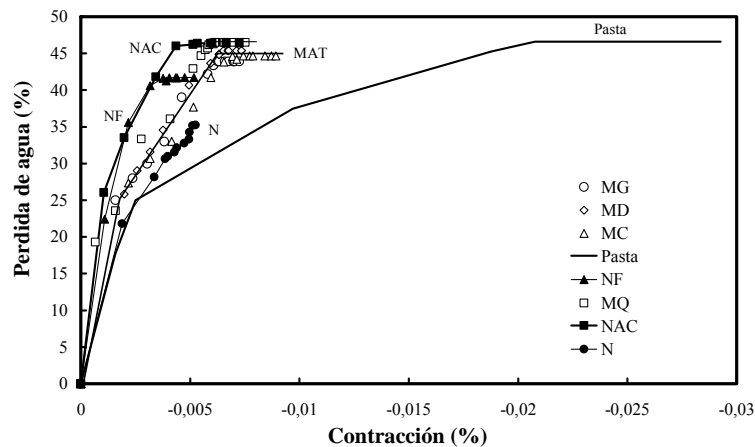


Figura 7.36: Contracción por secado de morteros y pasta de cemento vs. pérdida de agua.

En la Figura 7.36 se relaciona la pérdida de agua por secado, con la contracción de los morteros y pasta de cemento. Las curvas presentan tres zonas, claramente diferenciadas, lo cual indica que existen diferentes mecanismos que dominan el proceso de contracción: la primera es prácticamente lineal hasta un 22-25 % de pérdida de agua en los morteros y la pasta. Existe en esta etapa una elevada pérdida del agua libre de los poros superficiales de las probetas y de los poros mayores, que causan poca contracción. La segunda parte, también lineal, de menor pendiente, se relaciona con el proceso de pérdida del agua adsorbida en las láminas de silicato de calcio hidratado. Destacándose que la pendiente

es similar para todos los morteros, ya que el contenido unitario de cemento es similar en todas las muestras.

Los valores correspondientes a los morteros realizados con arenas trituradas, con igual relación  $a/c$  y fluidez ( $MAT$ ), tienden a agruparse sobre una misma línea, diferenciándose claramente de los morteros con arena natural  $NF$  y  $NAC$ , ambos de relación  $a/c = 0,50$ . Por otra parte, los valores del mortero  $N$ , con menor relación  $a/c$  que los restantes se ubica separadamente de los dos grupos anteriores. Es decir, que para un determinado porcentaje de pérdida de agua, los morteros  $NF$  y  $NAC$  muestran una menor contracción que los morteros con arenas trituradas y que el mortero  $N$ . La tercera zona del gráfico muestra que los incrementos posteriores de la contracción no se vinculan con un aumento en la pérdida de agua, situación que puede estar relacionada con la contracción del gel.

**Rehumedecimiento de los Morteros:** A partir de los 6 meses de secado, las probetas fueron nuevamente estacionadas en agua, y las Figuras 7.37 y 7.38 muestran la recuperación de la deformación. Los morteros con arenas trituradas, diseñados con igual relación  $a/c$ , recuperan de un modo similar la contracción, tendiendo a un mismo valor de deformación permanente, del orden del 60 % de la máxima contracción por secado medida, porcentaje similar al que se observa en la pasta.

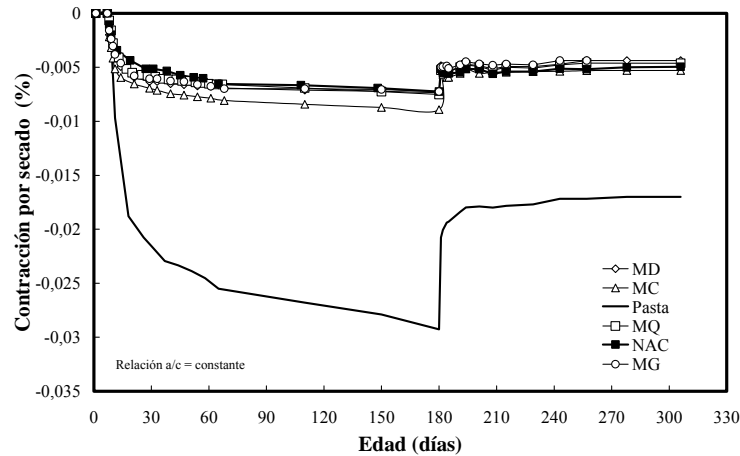


Figura 7.37: Curva de rehumedecimiento de morteros y pasta de cemento con igual relación  $a/c$ .

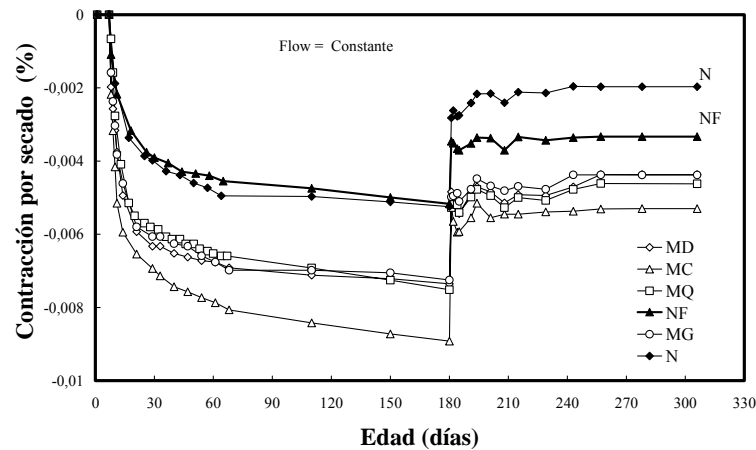
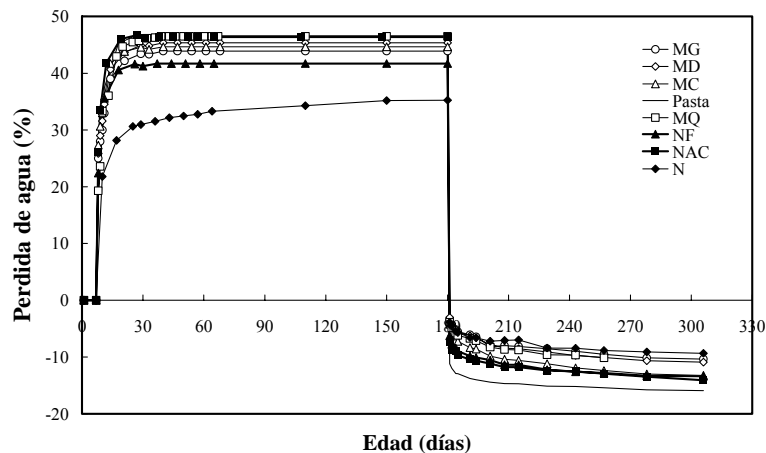


Figura 7.38: Curva de rehumedecimiento de los morteros con fluidez constante.

Para la serie de morteros con fluidez constante, las mezclas *NF* y *N* son las que presentan una menor deformación permanente. Finalmente, la deformación permanente en estos dos morteros resultó ser del 64 y 38 % de la deformación máxima, respectivamente.

Por otra parte, se evaluó el incremento de peso de las probetas a medida que transcurría el rehumedecimiento (ver Figura 7.39). Se observa una recuperación relativamente instantánea y a partir de allí, se observa una recuperación más lenta. Finalmente, las probetas de morteros incrementaron su peso entre un 9 y 14 %. Las probetas de pasta de cemento tuvieron una ganancia de peso del 16 %. Este comportamiento en el incremento de peso de las probetas respecto al estado inicial de saturado y superficie seca, se asocia posiblemente a los procesos de microfisuración, causado por el secado prolongado.



**Figura 7.39:** Variación del peso de las probetas durante el proceso de secado y rehumedecimiento.

### 7.2.3.- Consideraciones sobre la Contracción por Secado de Morteros

De acuerdo a las experiencias realizadas se pueden efectuar las siguientes consideraciones:

- Los morteros elaborados con arenas trituradas, independientemente de su origen mineralógico (calcítico, cuarcítico, dolomítico y granítico) presentan una contracción por secado mayor, del orden del 30 %, que los morteros de igual consistencia elaborados con una arena natural de similar módulo de finura.
- Los morteros elaborados con arena caliza tienen una mayor contracción, del orden del 20 % respecto a las restantes arenas trituradas evaluadas, hecho que puede relacionarse con la modificación de la estructura de poros de la pasta de cemento hidratada, debida al efecto filler del polvo calcáreo, diferente al que originan los polvos de las otras arenas, y con la rigidez de cada tipo de roca.
- El coeficiente “*n*” de la relación  $\varepsilon_m/\varepsilon_p = (1-A)^n$  es similar para las arenas trituradas estudiadas, identificadas mineralógicamente como cuarcíticas, dolomitas y graníticas, y se diferencia de los correspondientes a los morteros con arena natural, donde el coeficiente es algo mayor. El caso de los morteros elaborados con arena caliza es atípico, por las razones explicitadas en el segundo punto.

- El rehumedecimiento de las probetas de mortero y de pasta permite recuperar parte de la longitud de las mismas, aunque la deformación permanente es del orden del 60 %, acompañada de una ganancia de peso entre el 9 y 16 %.

### **7.3.- Durabilidad del Hormigón con Arena Triturada**

El campo de la durabilidad del hormigón estructural es extremadamente amplio, y complejo, razón por la cual este tema se acotó a la influencia de la forma y textura superficial de las partículas de agregado fino sobre la succión capilar, la absorción y la capilaridad ante los cambios del contenido de agua para lograr una determinada consistencia y además, el efecto del curado sobre estos parámetros. Los mismos revisten una significativa importancia sobre los principales mecanismos de transporte, y específicamente, sobre los procesos de ataque por sulfatos, congelación y deshielo, reacción álcali-sílice, resistencia al fuego y corrosión de armaduras. Cabe acotar que en el Capítulo 8 se desarrolla el efecto del tipo de agregado fino, sobre el proceso de corrosión del acero de refuerzo.

La durabilidad del hormigón está fuertemente relacionada con la velocidad de infiltración y movimiento del agua a través de su estructura de poros. La succión capilar y la difusión son los principales mecanismos que controlan el transporte de materiales deletéreos, como iones cloruros y sulfatos, en el interior del hormigón (Martys, 1997). Actualmente, la determinación de la succión capilar se considera como una de las herramientas prácticas más sencillas de implementar, de amplia difusión por su sensibilidad frente al cambio de la calidad del material, y ha sido incorporada al Reglamento CIRSOC 201-05.

Por otra parte, utilizando agregados normales, la estructura de poros del hormigón queda definida por las cualidades de la pasta de cemento hidratada y de la interfaz "pasta-agregado". En el caso de las arenas trituradas, sus características físicas inciden sobre la trabajabilidad de las mezclas, el contenido de pasta, la resistencia y la durabilidad de los hormigones; en cambio, en los hormigones de alta performance, el contenido de pasta puede ser similar al caso de los hormigones elaborados con arenas naturales, por la acción de los aditivos superfluidificantes y la presencia de un elevado contenido de materiales cementíceos. Entonces, el comportamiento durable de los hormigones con arenas trituradas, dependerá en gran medida del diseño de la mezcla y del empleo de aditivos químicos.

En esta sección se evalúa el efecto del tipo de agregado fino, sobre los mecanismos de transporte asociados a los problemas de durabilidad, donde la succión capilar es el mecanismo predominante. Se compara el comportamiento de hormigones elaborados con cuatro tipos de arenas trituradas (dolomítica, granítica, cuarcítica y calcítica) respecto a hormigones que contienen arenas naturales silíceas; y también, el efecto sobre la porosidad y la succión capilar al modificar las mezclas, para mantener la consistencia en un determinado rango cuando no se emplea un aditivo superfluidificante. De este modo, se pueden inferir los cambios en la vida útil de las estructuras construidas con hormigones elaborados con arenas trituradas, y sometidas a mecanismos de deterioro asociados a la succión, respecto a las que incluyen arenas naturales como agregado fino.

#### **7.3.1.- Presentación de Resultados sobre la Evaluación de Parámetros Vinculados con los Mecanismos de Transporte en Hormigones**

En estas experiencias se emplearon las dos series de hormigones cuyas dosificaciones se presentan en la Tabla 5.15, y los correspondientes valores de resistencia a compresión, se describen en las Figuras 7.4 y 7.5. Los valores obtenidos del ensayo de succión capilar para la Serie 1 (con relación



$a/c = 0,45$ ) se muestran en la Figura 7.40, y por otra parte, en la Figura 7.41 se describen los resultados de la Serie 2, donde la relación  $a/c$  se incrementó hasta 0,50, para mantener la consistencia en el mismo rango que el de la Serie 1, sin emplear aditivo superfluidificante.

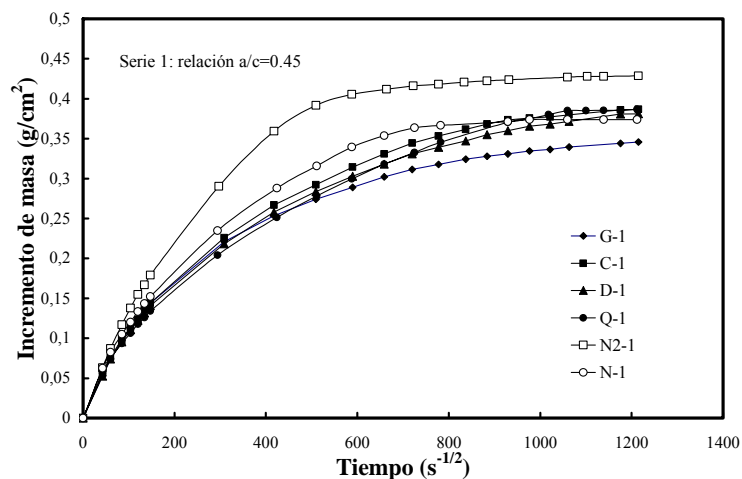


Figura 7.40: Ensayo de succión capilar de los hormigones de la Serie 1, con curado normal.

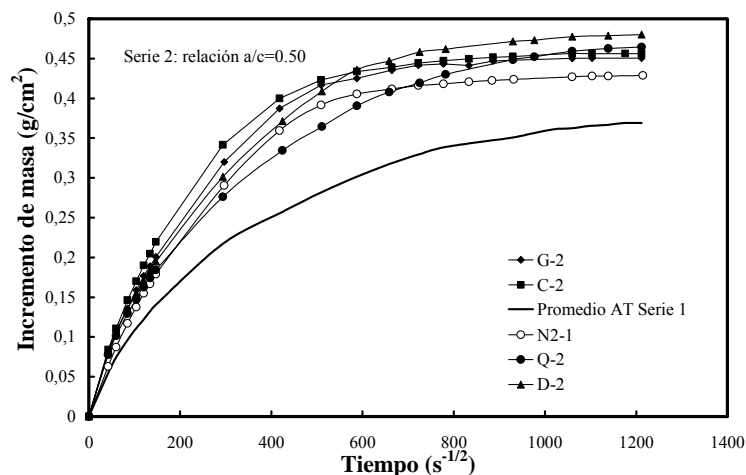


Figura 7.41: Ensayo de succión capilar de los hormigones de la Serie 2, con curado normal.

En estas experiencias, para evaluar el efecto de un curado más crítico que el indicado por el Reglamento CIRSOC 201-05 y más similar al curado que se realiza en un gran número de obras, un grupo de probetas de ambas series se curaron en cámara húmeda, durante 3 días, y después se mantuvieron en ambiente de laboratorio, durante 100 días. Luego, estas probetas fueron acondicionadas y con ellas se efectuó el ensayo de succión capilar para evaluar el efecto de un curado deficitario, respecto al curado normal. En la Figura 7.42 se muestran las curvas correspondientes a los hormigones de la Serie 1 con curado deficitario, y en ella se incluye la curva que representa los valores promedios de los hormigones con arenas trituradas de la misma serie con curado normal.

En la Figura 7.43 se muestran los resultados de la Serie 2 con curado deficitario, y se comparan con los valores promedios de los hormigones con arenas trituradas de la misma serie, en este caso con curado normal y con la mezcla N2-1. Estas dos últimas curvas son prácticamente coincidentes a pesar de las diferencias en el tipo de curado y en el tipo y finura de las arenas.

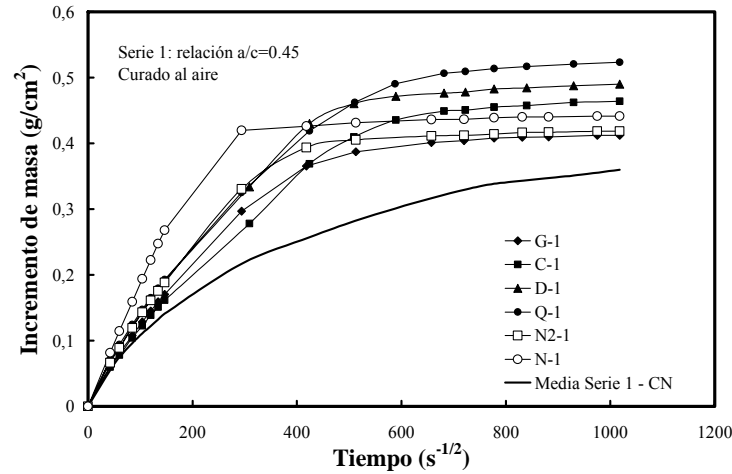


Figura 7.42: Efecto del curado sobre la succión capilar de los hormigones de la Serie 1. (CN: curado normal).

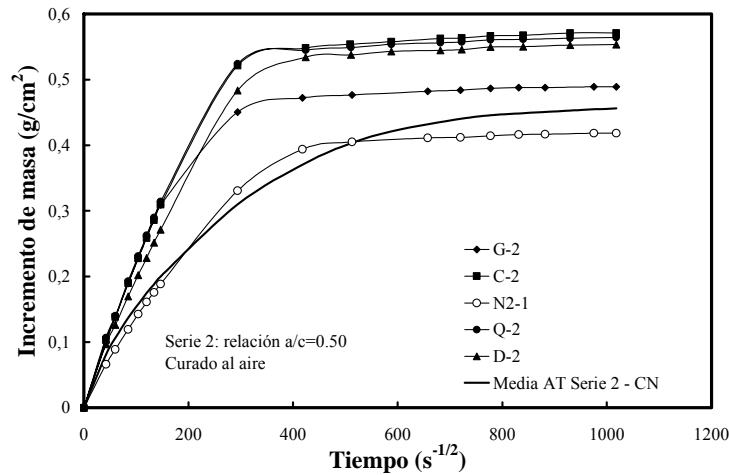


Figura 7.43: Efecto del curado sobre la succión capilar de los hormigones de la Serie 2.

Los estudios se completan con la determinación de la absorción, el cálculo de la porosidad y del coeficiente de absorción capilar, y los resultados se detallan en la Tabla 7.8 para las probetas con curado normal, y en la Tabla 7.9, para curado deficitario (al aire).

Tabla 7.8: Propiedades de los hormigones en estado endurecido, con curado normal.

Mezcla	Serie 1 (a/c=0,45)						Serie 2 (a/c=0,50)			
	C-1	D-1	G-1	Q-1	N-1	N2-1	C-2	D-2	G-2	Q-2
Resistencia 28 d., (MPa)	40,4	38,8	38,2	34,7	31,9	33,7	33,7	35,2	32,3	32,5
Absorción, (%)	5,75	5,82	6,16	6,03	6,10	5,80	6,80	6,60	6,40	7,80
Porosidad, (%)	13,3	13,5	14,0	13,9	13,8	13,1	15,3	15,1	14,6	17,0
Velocidad de succión, (g/m <sup>2</sup> ·s <sup>0,50</sup> )										
- a 6 h.	9,51	9,35	9,61	8,73	9,99	12,03	14,54	12,71	13,28	12,06
- a 24 h.	7,32	7,06	7,16	6,94	7,99	9,76	11,64	10,24	10,78	9,39
- s/IRAM 1871	4,32	3,75	3,56	4,13	5,05	6,74	7,87	7,71	8,30	5,30
Capacidad de succión, (g/cm <sup>2</sup> ) s/IRAM 1871	0,387	0,381	0,346	0,387	0,374	0,429	0,456	0,480	0,451	0,465
Absorción capilar, S <sub>c</sub> , (mm/h <sup>0,50</sup> )	4,3	4,2	4,1	3,8	4,3	5,5	5,7	5,1	5,5	4,3

**Tabla 7.9:** Propiedades de los hormigones en estado endurecido con curado deficitario.

Mezcla	Serie 1 ( $a/c=0,45$ )						Serie 2 ( $a/c=0,50$ )			
	C-1	D-1	G-1	Q-1	N-1	N2-1	C-2	D-2	G-2	Q-2
Resistencia 28 d., (MPa)	nd	nd	nd	nd	nd	nd	31,0	32,4	29,7	32,8
Absorción, (%)	5,55	5,44	5,66	5,66	5,80	5,61	7,28	6,24	6,08	6,89
Porosidad, (%)	12,6	12,7	12,96	12,93	13,4	12,5	16,1	14,4	13,7	15,3
Velocidad de succión, ( $g/m^2 \cdot s^{0,50}$ )										
- a 6 h.	9,72	11,69	9,40	15,59	13,45	10,51	19,71	16,71	13,97	19,85
- a 24 h.	9,00	10,80	10,09	11,07	14,28	11,25	17,73	16,45	15,33	17,82
- s/IRAM 1871	7,15	9,20	8,45	8,33	13,88	9,09	16,74	13,57	14,67	14,33
Capacidad de succión, ( $g/cm^2$ ), s/IRAM 1871	0,464	0,490	0,412	0,523	0,441	0,418	0,571	0,553	0,489	0,564
Absorción capilar, $S$ , ( $mm/h^{0,50}$ )	4,6	5,5	4,4	7,2	6,0	5,1	7,3	7,0	6,1	7,8

NOTA: la mezcla de las Series 2 con AN-1 resultó demasiado fluida.

En las Series 2 no se realizó la mezcla con la arena AN-1, porque resultó muy fluida y poco cohesiva. Sobre esa mezcla no se podía realizar modificaciones ya que todas las mezclas tenían el mismo volumen de pasta.

Otra serie de hormigones (Serie 3) se diseñaron, empleando humos de sílice, para evaluar el comportamiento de los hormigones con arenas trituradas en el rango de los HAP, especialmente para el estudio de la corrosión en vigas de hormigón armado conteniendo estas mezclas, planteado en el punto 1.4.1.f del Capítulo 1 de la presente tesis. La Tabla 7.10 muestra las propiedades de los hormigones de esta serie, resistencia a compresión, resistencia a tracción por compresión diametral, absorción, porosidad y los valores del ensayo de succión capilar.

La Figura 7.44 muestra los resultados del ensayo de succión capilar para los hormigones de la Serie 3, que incluye mezclas con arenas natural, calcítica, dolomítica y granítica. De esta figura se obtuvieron los datos que figuran en la Tabla 7.10 sobre el ensayo de succión capilar

**Tabla 7.10:** Propiedades de los hormigones HAP en estado endurecido, con curado normal.

Mezcla	Serie 3 ( $a/c=0,40$ )			
	C-3	D-3	G-3	N-3
Resistencia a compresión, 28 d. (MPa)	61,2	63,9	64,1	57,7
Resistencia a tracción, 28d. (MPa)	3,61	3,93	3,77	3,55
Absorción, (%)	6,91	6,61	6,46	6,88
Porosidad, (%)	15,4	14,9	14,5	15,2
Velocidad de succión, ( $g/m^2 \cdot s^{0,50}$ )				
- a 6 h.	0,55	0,58	0,55	4,20
- a 24 h.	0,71	0,72	0,69	2,62
- s/IRAM 1871	1,34	1,27	1,28	1,50
Capacidad de succión, ( $g/cm^2$ ), s/IRAM 1871	0,101	0,096	0,097	0,113

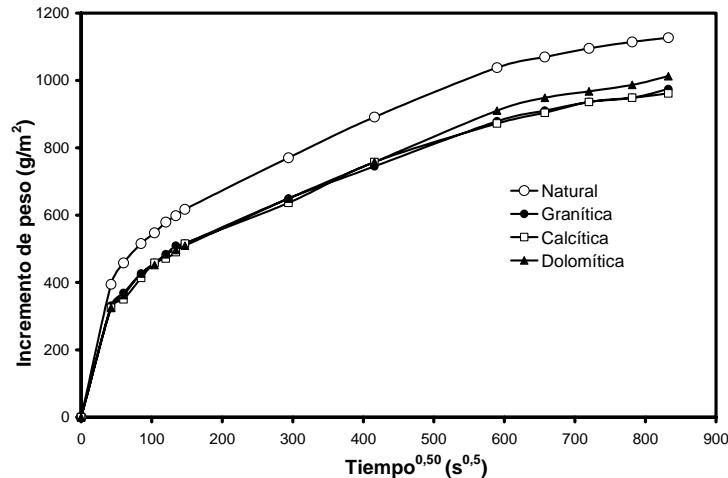


Figura 7.44: Ensayo de succión capilar de hormigones HAP (Serie 3).

### 7.3.2.- Análisis y Discusión de Resultados sobre la Evaluación de Parámetros Vinculados con los Mecanismos de Transporte en Hormigones

#### a) Estudios sobre probetas con curado normal:

**Resistencia a compresión:** De la Tabla 7.8 se puede establecer que la resistencia a compresión de los hormigones con arena trituradas, a los 28 días, fueron de  $39 \pm 1$  MPa. La mezcla con arena natural presentó un valor de resistencia más bajo respecto a los valores medios correspondientes a los que contenían arenas trituradas, del 82 %. En ambos casos, la forma redondeada y la textura superficial fueron responsables, en parte, de este comportamiento, aunque también, la presencia del polvo de la arena pudo modificar las características de los productos de hidratación del cemento.

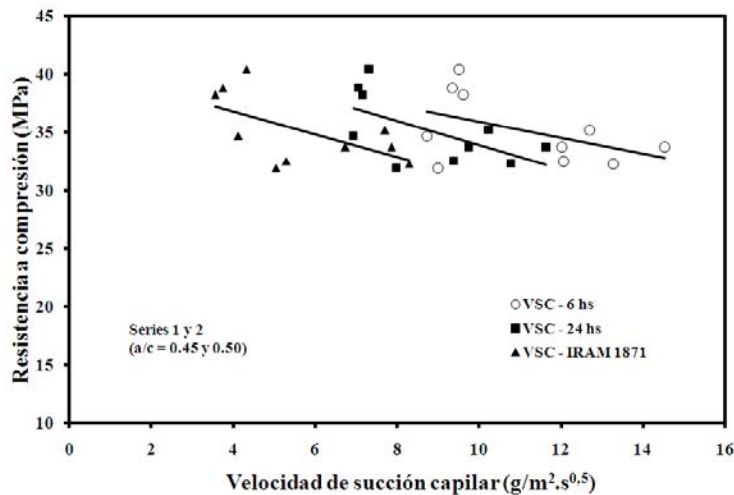
**Absorción y Porosidad (ASTM C 642):** La porosidad de los hormigones de la Serie 1 estuvo comprendida en  $13,6 \pm 0,5$  %, es decir, que el tipo y finura de la arena no afectan sensiblemente esta variable (ver Tabla 7.8). En cambio, es la relación  $a/c$  la que controla este parámetro, ya que los resultados correspondientes a la Serie 2, se encuentran en  $15,8 \pm 1,2$  %. Las mezclas de la Serie 1 se encuentran, de acuerdo con el criterio de calidad del Manual DURAR, basado en la porosidad (DURAR, 2000), dentro de la categoría de *calidad moderada* (10-15 %), y las mezclas de la Serie 2, están en el límite de dicha categoría (15 %). Un comportamiento similar, se observa para los valores de absorción de agua, donde los valores son de  $6 \pm 0,2$  y  $7 \pm 0,8$  % para las Series 1 y 2, respectivamente.

**Succión Capilar:** La succión capilar presenta dos parámetros básicos, la *capacidad* que es la cantidad de agua requerida para producir la completa saturación del hormigón, y la *velocidad de succión capilar (VSC)*, que indica la velocidad de penetración del líquido por capilaridad. El proceso presenta dos zonas, la inicial (curva con mayor pendiente) donde el fenómeno está gobernado por el ingreso de agua en los poros capilares más grandes, y otra zona, donde influyen los poros más pequeños (curva con menor pendiente). En la Tabla 7.8 se indican los valores de la velocidad de succión a 6 y 24 h, y la calculada de acuerdo con la Norma IRAM 1871.

En la Figura 7.40 se indica el incremento de masa de las probetas de los hormigones con relación  $a/c = 0,45$ , Serie 1. La velocidad inicial de succión, durante las primeras 6 horas, de las mezclas con arenas trituradas y la *N-1*, son prácticamente iguales ( $9,3 \pm 0,6$  g/m<sup>2</sup>.s<sup>0,50</sup>, es decir una variación de  $\pm 6,5$  %). Posteriormente, a las 24 hs. el comportamiento de los hormigones con arenas trituradas fue relativamente similar,  $7,2 \pm 0,14$  g/m<sup>2</sup>.s<sup>0,50</sup>, en cambio el hormigón HAN resultó un 11 % mayor.

Si bien la velocidad inicial de succión no se tiene en cuenta en la Norma IRAM 1871, este parámetro es una información interesante en los casos de estructuras expuestas a lluvias, ciclos de mojado y secado, etc., cuando el período de contacto con el agua es relativamente corto. Además, el mismo es considerado en numerosa bibliografía. El cálculo de acuerdo con la mencionada norma estableció un valor de un 28 % mayor para la mezcla *N-1* respecto al promedio de las mezclas con arenas trituradas ( $3,9 \pm 0,4 \text{ g/m}^2 \cdot \text{s}^{0,50}$ ). Posteriormente, el comportamiento de estos hormigones es relativamente similar, salvo que se observa una saturación más rápida para *N-1*, y una capacidad final levemente menor para la *G-1*. Los hormigones con arenas trituradas tienden a un valor de capacidad de succión de  $0,380 \text{ g/cm}^2$ .

En la Figura 7.45 se muestra la tendencia entre la resistencia a compresión de las Series 1 y 2, y la *VSC*, para 6 y 24 hs, y también, para los valores calculados de acuerdo con la Norma IRAM 1871.



**Figura 7.45:** Ensayo de succión capilar vs. Resistencia a compresión (Series 1 y 2).

En resumen, los hormigones con arenas de similar módulo de finura e igual volumen de pasta, tienen un comportamiento similar. En cambio, el empleo de una arena natural más fina, *N2-1*, incrementa la velocidad inicial a 6 h, la capacidad y la velocidad de succión en un 27 %, 14 % y 62 %, respectivamente. Respecto a la capacidad de succión capilar de *N2-1*, la misma resultó ser un 13 % mayor que el promedio correspondiente a las mezclas con arenas trituradas.

Por otra parte, los valores del ensayo de succión capilar de las tres probetas, de todas las mezclas estudiadas, presentan una muy buena repetitividad, aunque la altura de la probeta (5 cm) adoptada por la Norma IRAM 1871, lleva a extensos períodos de secado y de succión, que resultan poco prácticos. También, si bien la velocidad inicial de succión no se tiene en cuenta en la Norma IRAM 1871, este parámetro es una información interesante, en los casos de estructuras expuestas a lluvias, con ciclos de mojado y secado, etc., cuando el período de contacto con el agua es relativamente corto. En cambio, la Norma ASTM C 1585, aprobada en el año 2004, propone la determinación de la velocidad inicial entre un minuto y 6 horas.

En la Figura 7.41, se indican los resultados del ensayo de succión para los hormigones de la Serie 2 con curado normal, y a modo comparativo, se incluye una curva promedio de los resultados de los hormigones con arenas trituradas de la Serie 1, y también, la curva del hormigón *N2-1*. La velocidad inicial es levemente superior para *C-2*, y la mezcla *Q-2* tiene un desarrollo más lento en el incremento de peso. Finalmente, las cuatro mezclas tienden un único valor de capacidad de succión ( $0,470 \text{ g/cm}^2$ ).

Además, se observa el efecto sobre la succión capilar de los hormigones al incrementarse la relación  $a/c$  de 0,45 a 0,50; y como, mezclas con arenas con una granulometría más fina ( $N2-1$ ) pueden llegar a tener un comportamiento similar a un hormigón con arena más gruesa y mayor relación  $a/c$ . Los valores de velocidad de succión capilar determinados para los hormigones con arenas trituradas de la Serie 1, se encuentran en el límite establecido por el Reglamento CIRSOC 201-05, y el mismo es superado por las mezclas de la Serie 2 y por el hormigón  $N2-1$ .

Si a la pasta se le incorpora un volumen bajo de partículas de agregado, los mecanismos de transporte de materia siguen dominados por las características de la pasta. Sin embargo, si existe un volumen suficiente de agregados, los mecanismos de transporte se ven favorecidos por el efecto puente que se produce entre partículas, cuando las mismas se tocan o si las interfaces de ellas se solapan. Cuando se cambia la dosificación, incrementando el contenido de agua, se aumenta el volumen de poros capilares; y al cambiar la finura de la arena se incrementa la superficie específica y de este modo, el volumen de interfaces. Estos casos favorecen los mecanismos de transporte vinculados con la capilaridad. Los incrementos observados en los resultados correspondientes a los hormigones de la Serie 2, respecto a la Serie 1 son en la capacidad y velocidad de succión, de 18-30 %, y 28-133 %, respectivamente. Los hormigones con arena granítica registran los mayores valores informados. Respecto a los incrementos en la velocidad inicial, a 6 h, los valores están comprendidos entre 36 y 53 %.

Actualmente, dado el conocimiento alcanzado, la calificación del hormigón por resistencia no resulta suficiente, y entonces, aparecen clasificaciones de acuerdo con los mecanismos más comunes de transporte de los iones agresivos (ver punto 4.7) (DURAR, 2000; Helene, 1993; Torrent, 1998). El Manual DURAR define al *coeficiente de Absorción Capilar*,  $S$ , en función de la pendiente de la zona lineal del gráfico “*Incremento de masa – Tiempo<sup>0,50</sup>*” y de la porosidad del hormigón (Fagerlund, 1982; DURAR, 2000; Ho, 1986). Además, recomienda valores de  $S \leq 3$  mm/h<sup>0,50</sup> para hormigones expuestos a ambientes severos, y para ambientes menos severos, menores de 6 mm/h<sup>0,50</sup>.

Finalmente, para todas las mezclas se calcularon los valores de  $S$  (ver Tabla 7.8). Los valores promedios para las Series 1 y 2 resultaron de 4,1 y 5,1 mm/h<sup>0,5</sup>, respectivamente. En cambio, la mezcla  $N2-1$  presentó un coeficiente  $S$  superior a ambos promedios (5,5 mm/h<sup>0,5</sup>), y cercano al límite máximo establecido por el Manual DURAR. Resumiendo, las técnicas empleadas en estas experiencias permiten evaluar, con una sensibilidad adecuada al comportamiento durable del hormigón elaborado con arena triturada, asociados con la succión capilar, frente a cambios efectuados en su dosificación por cuestiones de trabajabilidad.

#### ***b) Efecto de la Duración del Curado***

El Reglamento CIRSOC 201-05 especifica que el curado debe realizarse en toda las estructuras, con independencia de la clase de hormigón y del tipo de estructura. El curado debe asegurar que el hormigón mantenga la humedad y la temperatura necesarias para que se desarrolle la hidratación del cemento y se alcancen las propiedades especificadas para el hormigón de la estructura. El curado se debe mantener hasta que el hormigón de la estructura alcance el 70 % de la resistencia de diseño,  $f'_c$ . Además, establece que para los hormigones elaborados con cementos fillerizados, el tiempo mínimo de curado es de 5 y 8 días para las categorías 40 y 30, respectivamente. A continuación se analizan los resultados de absorción, porosidad y succión capilar para las muestras de hormigones curados al aire.

***Absorción y porosidad:*** En la Tabla 7.9 se detallan los valores obtenidos para ambas series de hormigones con un curado deficitario. Para la Serie 1, la absorción se encuentra comprendida entre 5,44 y 5,66 % para los hormigones con arenas trituradas, y entre 5,61 y 5,80 para los que contienen arenas naturales. En el caso de la Serie 2, la absorción se incrementa a un rango de 6,08-7,28 %.

En cuanto a la porosidad, se observa que la misma depende fuertemente de la relación  $a/c$ , y levemente del tipo de arena, para la Serie 1, los valores son de  $13 \pm 0,5 \%$ , y la Serie 2 muestra un mayor rango de valores ( $15 \pm 1 \%$ ). Según los criterios del Manual DURAR las mezclas se mantienen en el mismo rango de calidad, es decir que el ensayo no resulta muy sensible ante los cambios de tipo y duración del curado.

**Succión capilar:** En la Tabla 7.9 se observa que la velocidad de succión inicial, para los hormigones con arenas trituradas de la Serie 1, está comprendida entre 9,40 y 15,59  $\text{g/m}^2 \cdot \text{s}^{0,50}$  ( $12,5 \pm 3,1 \text{ g/m}^2 \cdot \text{s}^{0,50}$ , es decir un rango de  $\pm 24,8 \%$ ), y se incrementa notablemente para la Serie 2, de 13,97 a 19,85  $\text{g/m}^2 \cdot \text{s}^{0,50}$  ( $16,9 \pm 3 \text{ g/m}^2 \cdot \text{s}^{0,50}$ , es decir un rango de  $\pm 17,8 \%$ ). Respecto al curado normal, se observa que el curado deficitario altera y diferencia el comportamiento de la velocidad de succión de los hormigones con arenas trituradas. Este comportamiento diferencial se puede asociar a que las probetas se mantuvieron en agua durante 3 días, y el efecto filler sobre la porosidad a esa edad puede ser muy diferente. Se debe puntualizar que a las 24 h. las muestras alcanzan un alto porcentaje de la capacidad de exudación, y de este modo los valores de velocidad a 6 h y el obtenido de acuerdo con la Norma IRAM 1871, son relativamente más similares que en el caso del curado normal. El comportamiento de los hormigones con las arenas naturales *AN-1* y *AN-2*, presentan velocidades de succión capilar similares o superiores a los que contienen arenas trituradas. Además, se debe destacar que todas las mezclas con curado deficitario superan ampliamente el límite de velocidad de succión, especificado por el Reglamento CIRSOC 201-05, que es de 4  $\text{g/m}^2 \cdot \text{s}^{0,50}$  (ver Tabla 7.9).

La capacidad de succión de los hormigones con arenas trituradas, Serie 1, varían entre 0,412 y 0,523  $\text{g/cm}^2$ , es decir que estos valores no tienden a converger como en el caso del curado normal. Los valores de capacidad de succión de las mezclas *N-1* y *N2-1* resultan ser un 93 y 88 % del promedio de los hormigones con arenas trituradas, respectivamente. En cambio en la Serie 2, los hormigones realizados con arenas calcíticas, dolomíticas y cuarcíticas tienden a un mismo valor (0,540  $\text{g/cm}^2$ ).

Continuando el análisis de los resultados, en la Figura 7.43 se incluyen la curva promedio de los hormigones de la Serie 2 y de *N2-1* con curado normal, ambas tienen un comportamiento similar, siendo que la Serie 2 tiene una mayor relación  $a/c$ , que de alguna manera compensa los efectos de la finura de la arena *N2-1*, que modifica la tortuosidad de los capilares ante el incremento del número de partículas.

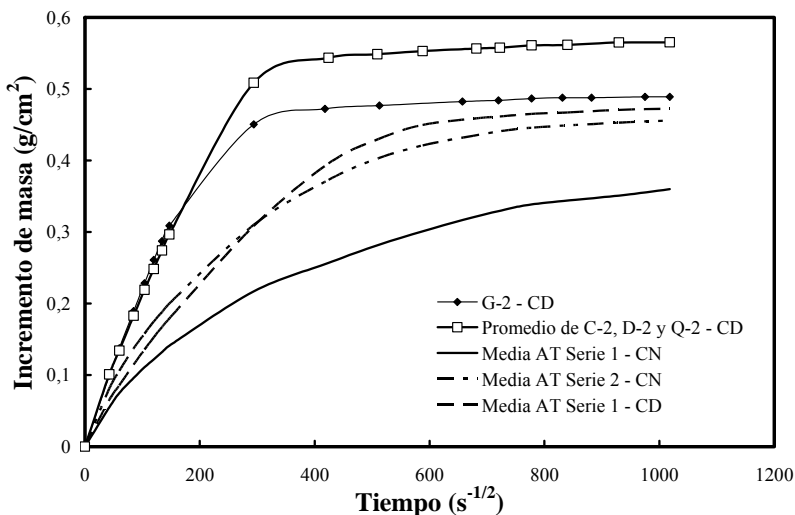


Figura 7.46: Curvas promedio de los ensayos de succión capilar (CN: curado normal, CD: curado deficitario).

En la Figura 7.46, se muestran las curvas promedio de los hormigones *C-2*, *D-2* y *Q-2* curados al aire (resultaron prácticamente coincidentes), y los promedios de la Serie 1 con los dos tipos de curado y de la Serie 2 con curado normal. Se observa que los hormigones con arenas trituradas con relación  $a/c = 0,45$  con curado deficitario, tienen un comportamiento similar a los hormigones con curado normal, pero con una relación  $a/c = 0,50$ .

De la Figura 7.46 se puede calcular que la capacidad de succión capilar del promedio de los hormigones realizados con las arenas *C-2*, *D-2* y *Q-2* y el que contiene arena granítica, *G-2*, son un 57 y 36 % mayor que el promedio de la Serie 1 con curado normal, respectivamente. Además, los valores medios de la Serie 1 con curado al aire y la Serie 2, con curado normal, resultaron un 31 y 27 % mayor, que la media de la Serie 1, con curado normal, respectivamente. Un análisis similar se puede efectuar para la velocidad de succión capilar y se obtiene que el promedio de las Series 2, con curado normal y deficitario, es un 26 y 241 % mayor que el promedio de la Serie 1 con curado normal, respectivamente. Además, los valores medios de la Serie 1 con curado al aire resulta un 99 % mayor que la media de la Serie 1 con curado normal.

Finalmente, se calcularon para todas las mezclas los correspondientes valores de *S*, que se detallan en la Tabla 7.9. Los valores promedios para las Series 1 y 2 resultaron ser de 5,5 y 7,1 mm/h<sup>0,5</sup>, respectivamente. La mezcla *Q-1* y toda la Serie 2 superan el límite de 6 mm/h<sup>0,5</sup>. Es decir, que estas mezclas han disminuido su calidad dado que con el curado normal se encontraban dentro un rango de calidad superior, establecido por el Manual DURAR (entre 3 y 6 mm/h<sup>0,5</sup>).

En la Tabla 7.11 se indican las variaciones en los valores de las propiedades del hormigón, con las distintas arenas trituradas, debido al incremento del contenido de agua y al empleo de un curado no normalizado. Los resultados relativos de cada propiedad se obtuvieron al comparar los valores de la Serie 1 con curado normal con los de la Serie 2, con curado deficitario, para cada tipo de hormigón. Los parámetros más afectados por los cambios en el contenido de agua y en el tipo de curado han sido la velocidad de succión, especialmente la determinada de acuerdo con la Norma IRAM 1871, y el coeficiente de absorción capilar, *S*. Este comportamiento puede asociarse a que la determinación de estos parámetros evalúa el material a nivel superficial, y debe destacarse que los mismos muestran un mayor grado de sensibilidad, frente a los cambios en la dosificación y la duración del curado, que las restantes determinaciones.

Por otra parte, el cambio en la capacidad de succión resulta independiente del tipo de agregado fino triturado, dado que su incremento se encuentra entre un 41 y 48 %. Los valores de absorción y porosidad se ven afectados por el tipo de arena, aunque de un modo no tan importante como la velocidad de succión.

**Tabla 7.11:** Variación de los parámetros asociados a los mecanismos de transporte frente al cambio del tipo de curado, en %.

Propiedades relativas de los hormigones	Hormigón con arena				Variación promedio
	Calcítica	Dolomítica	Granítica	Cuarcítica	
Absorción	27	7	-1	14	<b>12</b>
Porosidad	21	7	-2	10	<b>9</b>
Velocidad de succión					
- a 6 h.	107	79	45	127	<b>90</b>
- a 24 h.	142	133	114	157	<b>137</b>
- s/IRAM 1871	288	262	312	247	<b>277</b>
Capacidad de succión s/IRAM 1871	48	45	41	46	<b>45</b>
Absorción capilar, <i>S</i>	71	66	49	105	<b>73</b>



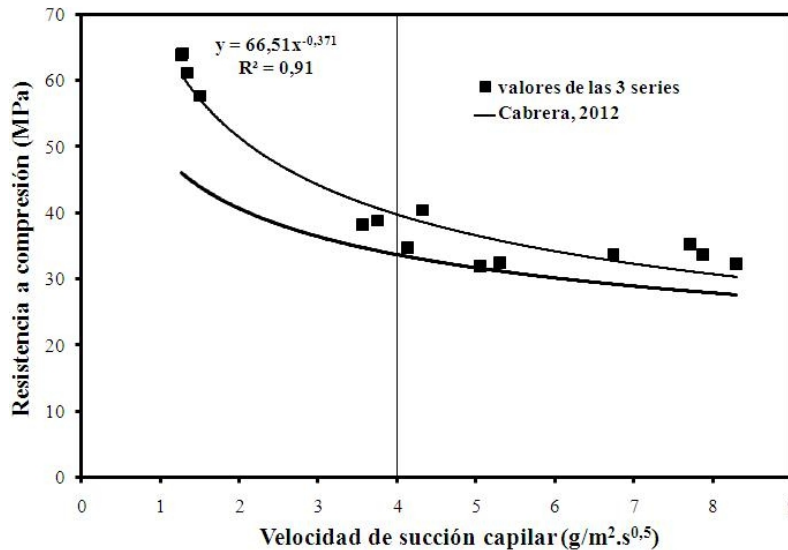
**c) Succión Capilar en Hormigones de Alta Performance**

En la Figura 7.44 se puede observar los resultados del ensayo de succión capilar para los hormigones de la Serie 3, el valor promedio de la velocidad de succión capilar según la Norma IRAM 1871 para los hormigones con arena triturada (*HC, HD y HG*) es de  $1,30 \text{ g/m}^2 \cdot \text{s}^{0,50}$ . La *VSC* para el hormigón *HAN* es un 15 % mayor. Para hormigones con arenas trituradas para las Series 1 y 2, el valor promedio fue de 3,88 y  $7,96 \text{ g/m}^2 \cdot \text{s}^{0,50}$  (Tablas 7.8 y 7.10).

Respecto a la capacidad de succión capilar, el valor promedio de la capacidad de succión capilar para los hormigones con arena triturada (*HC, HD y HG*) es de  $0,098 \text{ g/cm}^2$  (Tabla 7.10). La capacidad para el hormigón *HAN* es un 24 % mayor. Para los hormigones con arenas trituradas (*HC, HD y HG*) para las Series 1 y 2, el valor promedio fue de 0,371 y  $0,462 \text{ g/cm}^2$ . Los valores de velocidad y capacidad de succión capilar muestran el efecto significativo que tienen la relación *a/c* y la presencia de humos de sílice.

Por otra parte, en la Figura 7.47 se muestran los resultados de la relación entre la resistencia a compresión y la velocidad de succión capilar, de las mezclas de las Series 1, 2 y 3 (Tablas 7.8 y 7.10). Como ambos parámetros se encuentran vinculado con la porosidad la tendencia observada resulta lógica dado que a menor resistencia, mayor velocidad de succión capilar. Otros trabajos del autor, (Cabrera, 2012) muestran una tendencia similar, para hormigones con diferentes arenas y cinco tipo de curados (normal, en laboratorio, en el exterior, en laboratorio con viento simulado y en mufla).

Para ambas curvas, la superación del límite de *VSC* establecido por el Reglamento CIRSOC 201-05, de  $4,0 \text{ g/m}^2 \cdot \text{s}^{0,50}$ , parece indicar que los hormigones tienen una estructura de poros que modifica sustancialmente la velocidad de succión capilar y no así para la resistencia a compresión.



**Figura 7.47:** Relación entre la resistencia a compresión y la VSC, para las 3 series de vigas.

### 7.3.3.- Consideraciones sobre los Parámetros Vinculados con los Mecanismos de Transporte

De acuerdo con las experiencias y análisis realizados, se puede establecer que:

- En los procesos de degradación del hormigón, donde el fenómeno de succión capilar puede tener una incidencia importante, la durabilidad no se ve afectada en los hormigones elaborados con un 100 % de agregado fino triturado conteniendo significativos porcentajes de polvo, respecto a la de los hormigones realizados con arenas naturales, siempre que se controle el contenido y calidad de la pasta de cemento.
- La velocidad de succión capilar se ve sensiblemente afectada, cuando se cambia la granulometría de la arena y también cuando se modifica la forma y textura de las partículas del agregado fino, por el cambio de la estructura porosa ante la variación de la tortuosidad de las interfaces, por lo cual la durabilidad del hormigón puede encontrarse afectada en las zonas de contacto de la estructura con suelos o aguas que contengan sales solubles, tales como sulfatos.
- La duración del curado, al igual que en hormigones con arenas naturales, afecta fuertemente los mecanismos de transporte, al afectar el volumen e interconectividad de los poros y capilares.

### 7.4.- Efecto del Polvo de las Arenas Trituradas sobre las Propiedades del Hormigón Endurecido

En este punto se presentan los resultados de las experiencias que se corresponden a la cuarta línea del programa experimental, referido a morteros y hormigones en estado endurecido, tendiente a evaluar el aporte o las modificaciones que induce el polvo de roca, que contienen las arenas trituradas.

Si bien la tesis tiende a evaluar científica y tecnológicamente la influencia de la forma y textura superficial de las partículas de la arena, sobre las propiedades del hormigón, se considera de interés evaluar el efecto del polvo de roca sobre dichas propiedades, ya que las arenas trituradas, aparte de su forma y textura desfavorable, presentan asociado un alto contenido de polvo.

El cemento portland ha modificado sus características físicas y químicas a través del tiempo, debido al avance de los conocimientos sobre la estructura y comportamiento del material hidratado, como así también a la aplicación de nuevas tecnologías de producción. El cambio en la composición de los cementos se basó en aspectos técnicos, económicos y ecológicos, fundamentalmente vinculados a la disminución del consumo energético en el proceso de fabricación. En este sentido, la incorporación de filler dio origen a los cementos fillerizados normalizados en nuestro país en 1994 (Norma IRAM 1592), que permite la producción y empleo de cementos con hasta un 20 % de caliza molida.

El efecto filler en la hidratación y desarrollo de resistencia ha sido planteado exclusivamente para el filler, incorporado como material cementante o reemplazo de clinker, pero el efecto del polvo de roca, que contienen las arenas trituradas, no ha sido estudiado ampliamente sobre la hidratación y propiedades en estado endurecido. La presencia de filler como reemplazo parcial del cemento Portland, trae aparejadas las siguientes situaciones, y en consecuencia las propiedades del hormigón endurecido serán las que resulten de la superposición de cada una de estas influencias:

- el filler se encuentra en la pasta, separando los granos de cemento, incrementando la superficie específica expuesta para ser hidratada.
- las partículas de filler constituyen puntos de nucleación que aceleran el proceso de hidratación.
- las partículas de filler interfieren los poros capilares, modificando la permeabilidad de la pasta.

- existe un aumento de la relación  $a/c$  efectiva por el reemplazo parcial de cemento por filler.
- se tiene un menor contenido de cemento Portland para hidratar, por el efecto de dilución que ocasiona el filler.
- la reserva alcalina de la pasta hidratada de cemento puede disminuir por el efecto de dilución.

En cambio, el efecto en el caso del filler proveniente de los agregados de trituración, con bajo índice de plasticidad será, además, de los tres primeros efectos indicados anteriormente:

- incremento adicional del volumen de pasta.
- reducción de la exudación.
- mejora en la terminación superficial.

#### 7.4.1.- Resultados del Efecto del Polvo de las Arenas Trituradas sobre las Propiedades del Hormigón Endurecido

En muchas situaciones, el cemento no alcanza a hidratarse totalmente ya sea por el alto contenido empleado, o por el tamaño de sus partículas, y/o por la formación de grumos. Por este motivo, se puede reemplazar parte del cemento por otro material granular de menor costo, denominándose a los efectos que éste reemplazo ejerce sobre la cinética de hidratación como *efecto filler* (ver punto 4.2.3.1). Este efecto se diferencia de la reacción puzolánica al no producir *CSH*.

*a) Efecto Filler de Diferentes Polvos de Rocas:* En esta etapa de la tesis se analiza el aporte de diferentes polvos de roca incluidos en el agregado fino a la hidratación del cemento. Para ello se estudia la resistencia mecánica de hormigones elaborados con cemento Portland, con un reemplazo parcial del 20 % por polvo de roca de origen calcáreo (Serie C) y granítico (Serie G), y para un rango de relaciones  $a/c$  de 0,35 a 0,55. Estos hormigones se comparan con otros similares, donde se emplea un filler sin actividad puzolánica (cuarzo molido, Serie Q) y otro material fino puzolánico (puzolana, Serie P) con el fin de valorar el carácter físico y/o físico-químico del *efecto filler* de los polvos de roca calcárea y granítica. Las dosificaciones se informan en la Tabla 5.21.

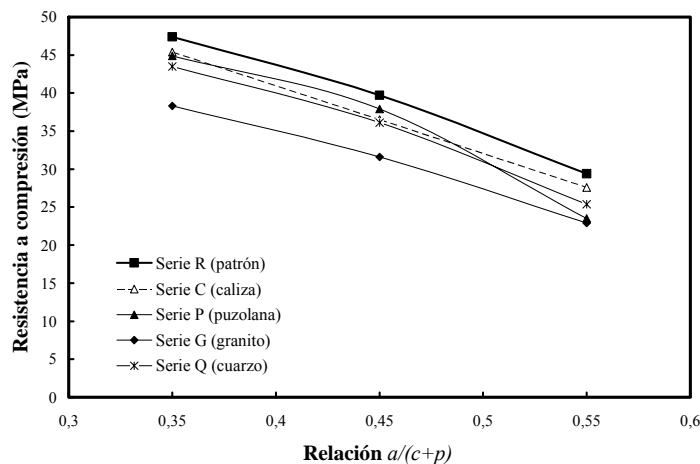
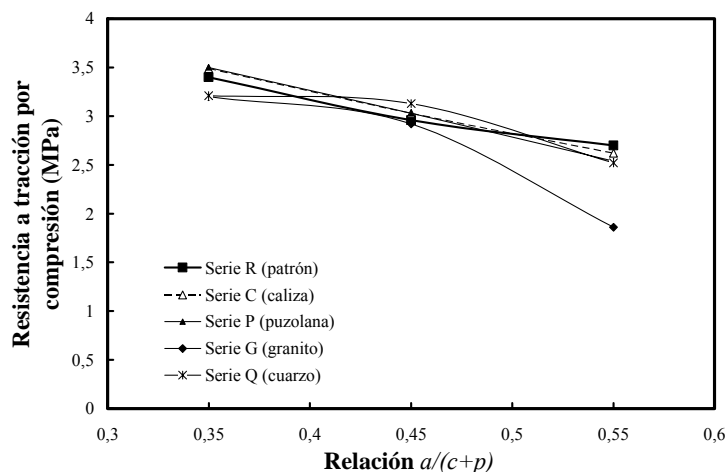


Figura 7.48: Resistencia a compresión vs. Relación  $a/(c+p)$ .



**Figura 7.49:** Resistencia a tracción por compresión diametral vs. Relación  $a/(c+p)$ .

En el estado fresco, los hormigones patrones (Serie *R*) resultaron cohesivos, trabajables, y con una muy buena terminación. Los asentamientos fueron del orden de 7 cm, y el reemplazo parcial del cemento por materiales finos, los redujo en aproximadamente 2 cm, aunque las mezclas se mantuvieron cohesivas y fácilmente compactables. Las mezclas *R* (Patrón) presentaron una muy baja exudación, alcanzando la *R-55* una velocidad de  $13,7 \times 10^{-6} \text{ cm}^3/\text{s.cm}^2$  y una capacidad de 6 %. Ante estos valores, y por la disminución del asentamiento en las restantes series, no se continuaron con los ensayos de exudación, suponiendo que los valores deberían ser en todos los casos, menores.

En las Figuras 7.48 y 7.49 se presentan los resultados de los ensayos a compresión y a tracción por compresión diametral de todas las series de hormigones (*R*, *C*, *G*, *P* y *Q*). Los valores de resistencias se presentan en función de la relación  $a/(c+p)$ , que abarcan el rango de 0,35 a 0,55.

**b) Influencia del Polvo Granítico sobre las Propiedades Mecánicas del Hormigón:** Las experiencias realizadas en el punto anterior llevaron a la realización de un estudio más amplio sobre la influencia del polvo de roca granítico sobre la hidratación del cemento y resistencia del hormigón. Teniendo en cuenta, además, que en el Capítulo 6 se determinó que el empleo de hasta 20 % de polvo de piedra en la arena triturada granítica no modifica la consistencia del hormigón, y disminuye significativamente la capacidad y velocidad de exudación (ver Figuras 6.8 y 6.9).

Además, se observó que la influencia del polvo en las propiedades del hormigón, tanto en el estado fresco como endurecido, no puede ser considerada independiente de la forma de las partículas de la arena. El cambio de la forma y la textura superficial de *redondeada y lisa a angular y rugosa o cristalina*, produce un incremento en el contenido de vacíos en estado suelto del orden de 35 (arena de río) a 43 % (arena triturada), por lo cual es necesario incrementar en aproximadamente un 30 % el volumen de pasta para asegurar una determinada trabajabilidad. Consecuentemente, el polvo incorporado en la pasta de cemento puede actuar como lubricante, separando las partículas del agregado fino y disminuyendo la fricción mecánica.

Los materiales de estas experiencias fueron los empleados en el estudio de exudación, desarrollado en el punto 6.3, y las proporciones de las series de hormigones, Series *H* y *H<sub>p</sub>*, se muestran en la Tabla 5.13. El polvo granítico empleado es el material fino ( $< 75\mu\text{m}$ ) que se produce durante la elaboración de los agregados de trituración. El mismo, obtenido por tamizado de la arena, está básicamente compuesto por ortoclasa, cuarzo, biotita y muscovita sin materiales arcillosos (ver Figura 5.3), y tiene una finura Blaine de  $457 \text{ m}^2/\text{kg}$ .

La Figura 7.50 muestra la evolución, hasta los 180 días, de la resistencia a compresión de los hormigones de la Serie *H* con agregado fino triturado con contenidos variables de polvo, y la evolución de la absorción de agua se informa en la Figura 7.51. En la Tabla 6.3 se completa la información sobre la Serie *Hp*.

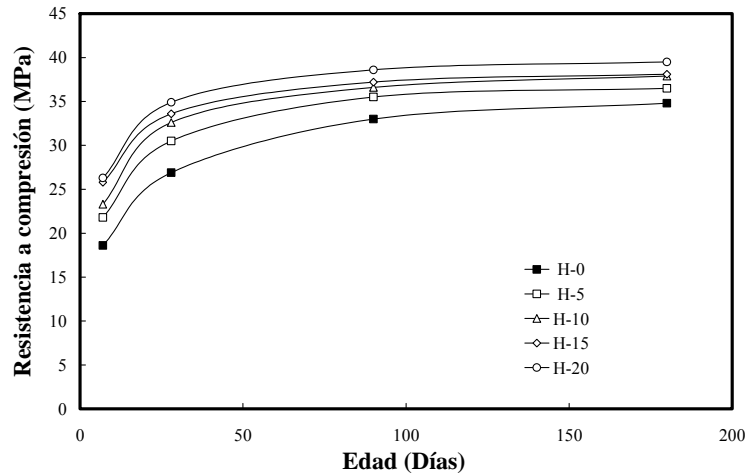


Figura 7.50: Resistencia a compresión de los hormigones Serie *H*.

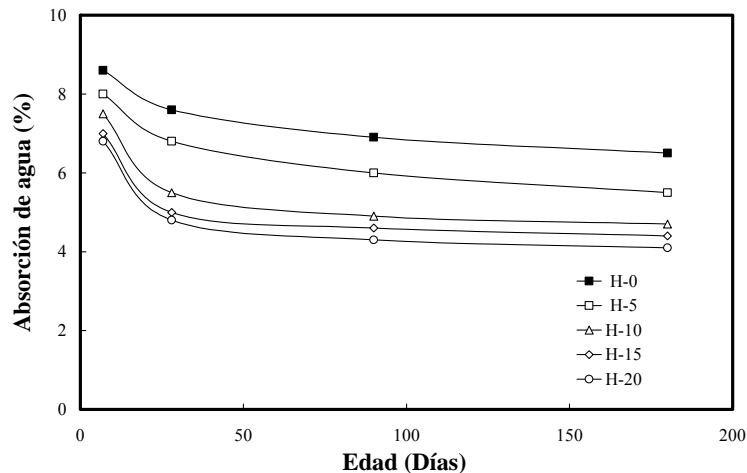


Figura 7.51: Absorción de agua de los hormigones con porcentajes variables de polvo.

#### 7.4.2.- Análisis y Discusión de los Resultados del Efecto Filler

a) *Efecto Filler de Diferentes Polvos de Rocas*: Las propiedades mecánicas de los hormigones elaborados conteniendo polvo, se obtuvieron en base al empleo de una mezcla de cemento y polvo (*p*) realizada en laboratorio. En este caso, la curva granulométrica del cemento compuesto es distinta de la que resultaría de la molienda conjunta en planta, debido a los diferentes grados de molturabilidad que presentan los materiales. Las Figuras 7.48 y 7.52 muestran la resistencia a compresión, a 7 días, de las Series *R*, *C*, *P*, *G* y *Q* en función de las relaciones  $a/(c+p)$  y  $a/c_{\text{efectiva}}$ , respectivamente. Se considera como  $a/c_{\text{efectiva}}$  a la relación que solo considera como material cementíceo al *CPN*.

En la Figura 7.48 se observa que el reemplazo de 20 % de cemento por caliza provoca una leve caída de resistencia a compresión (6 %). Esta serie presenta una reducción en la resistencia semejante a la registrada por las Series de referencia  $Q$  y  $P$ , y en todos los casos los valores de la reducción de resistencia son menores que el correspondiente al porcentaje de reemplazo (20 %). En cambio, el caso más desfavorable es cuando se emplea polvo granítico, cuya resistencia es del orden del 80 % de la Serie  $R$ , comportamiento que podría ser asociado a la presencia de mica (ver punto 2.2.2).

En la Figura 7.52 se presentan los resultados no considerando al polvo como integrante del material cementíceo, es decir con la relación  $a/c$  efectiva, y se observa un incremento importante de la resistencia de los hormigones de las Series  $C$ ,  $P$  y  $Q$ , estando entre 11 y 29 %, respecto a la Serie  $R$ . Estas tres series tienen un comportamiento casi idéntico a pesar de las diferencias en la mineralogía y superficie específica de los finos. Las mezclas con polvo granítico, a pesar de tener un 20 % menos de cemento se comportan como la Serie  $R$ , denotándose el efecto filler que compensa el efecto de dilución.

En las Figuras 7.49 y 7.53, se muestran los comportamientos a tracción por compresión diametral de todas las mezclas, y las tendencias son similares a lo analizado para compresión. Cuando se analizan los resultados en función de la relación  $a/(c+p)$ , todas las mezclas se encuentran próximas a la Serie  $R$  (93 - 103 %), salvo la mezcla G-55 que presenta una menor resistencia (69 %). En cambio, la ganancia de resistencia para las Series  $C$ ,  $Q$  y  $P$  respecto a la Serie  $R$  es del 12 %, cuando se considera la relación  $a/c$  efectiva. La Serie  $G$  tiene un comportamiento similar, salvo para la mezcla con  $a/(c+p) = 0,65$ .

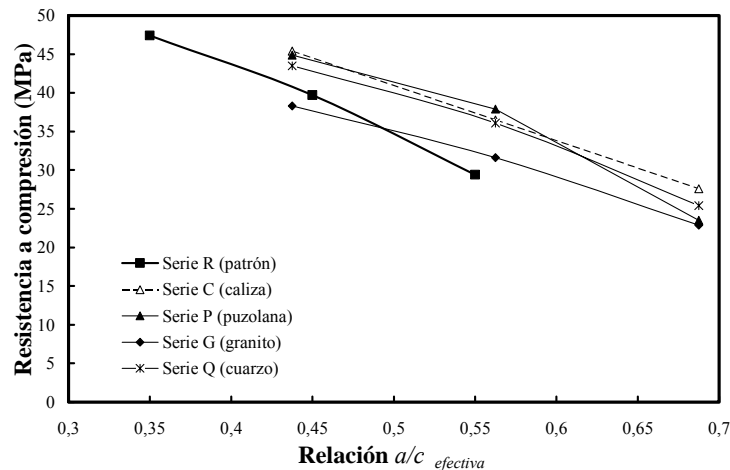


Figura 7.52: Resistencia a compresión vs. Relación “ $a/c$  efectiva”.

El análisis de la resistencia a tracción indica que la incorporación de los polvos es beneficiosa, y resulta tener un efecto más importante que en compresión. Este comportamiento puede estar vinculado a la mayor uniformidad de la pasta resultante por la presencia del polvo y a una mejora en la interfaz “*pasta-agregado*”, que se asocia a la interferencia que las partículas de polvo ejercen sobre el crecimiento orientado de los cristales de  $CH$ , y a su efecto sobre la cinética de hidratación.

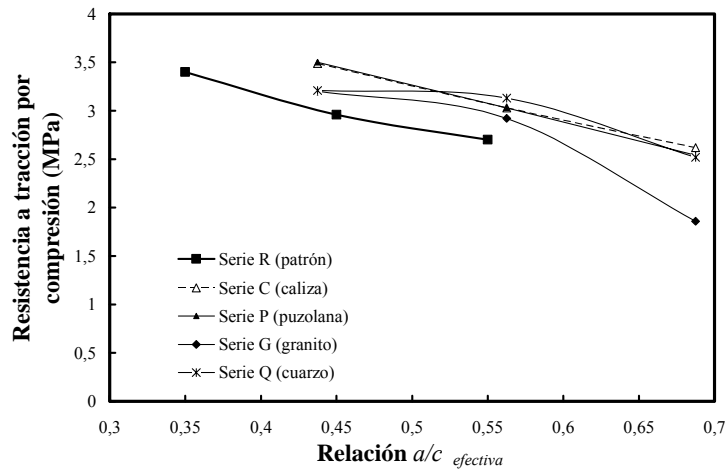


Figura 7.53: Resistencia a tracción por compresión diametral vs. Relación  $a/c$  efectiva.

Los resultados obtenidos concuerdan, en general, con los que brinda la bibliografía, siendo que otras experiencias indican que si se reemplaza arena natural por caliza molida, hasta un 20 %, la resistencia a compresión para un rango de relaciones  $a/c$  entre 0,70 y 0,40, muestra que para la mayor relación  $a/c$ , el hormigón con polvo tiene un nivel resistente comparable o mayor al de referencia, y para relaciones  $a/c$  de 0,53 y 0,40, el reemplazo no afecta la resistencia hasta la edad de 90 días. En congelación y deshielo el módulo dinámico relativo a 300 ciclos varió entre 95 y 105 %, para todas las mezclas. Respecto a la contracción por secado, determinada hasta 217 días, en probetas curadas durante 7 días en agua, muestran que la contracción se incrementa con el aumento del contenido de polvo. El efecto es evidente en contracción, donde es más pronunciado en los hormigones de mayor relación  $a/c$ , p.e., hormigones con 20 % de polvo calcáreo excede en un 60 % al hormigón patrón de relación  $a/c = 0,70$ , en cambio este incremento es del 25 % para la relación  $a/c = 0,40$  (Malhotra, 1985).

Otros estudios muestran un decrecimiento de la resistencia, al reemplazar arena por filler calcáreo, asociado a un importante incremento de la relación  $a/c$  (de 0,65 a 0,79), a fin de mantener la consistencia constante al incorporar hasta un 15 % de filler (Ahmed, 1989). Estas experiencias se realizaron en base a dos series de hormigones, uno utilizando arena natural y otra, con arena silícica, pero la relación  $a/c$  empleada es relativamente elevada, por lo que acota su interés técnico.

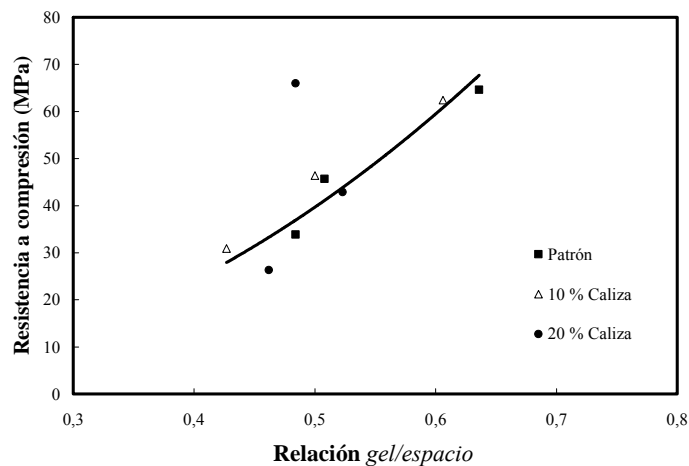
Otro estudio ha indicado el efecto favorable sobre la resistencia a compresión del reemplazo de hasta un 30 % de agregado fino por filler calcáreo, donde se registró un incremento del 20 % sobre la resistencia del hormigón patrón. También, se determinó una reducción del coeficiente de permeabilidad (de  $6,59 \times 10^{-10}$  a  $1,93 \times 10^{-10}$  cm/seg) y se mantiene constante la absorción capilar (Çelik, 1996).

A nivel microestructural se pueden evaluar los cambios en la estructura de la pasta, de acuerdo con el desarrollo del grado de hidratación. En la Figura 7.54 se establece la resistencia a compresión del mortero con filler calcáreo en función de la relación *gel/espacio*,  $x$ , basada en la Teoría de Powers (Powers, 1958; Neville, 1998). Esta relación vincula el volumen ocupado por los productos de hidratación y el volumen total de pasta; es una función de la porosidad inicial (relación  $a/c$ ) y del grado de hidratación de la pasta ( $\alpha$ ) y se calcula de acuerdo con la Ecuación 7.18.

$$x = \frac{0,68 \cdot \alpha}{(0,32 \cdot \alpha + a/c)} \quad (7.18)$$

Además, la resistencia a compresión de la pasta,  $f'_p$ , (mortero u hormigón) se puede representar en función de la relación *gel/espacio* por medio de la Ecuación 7.19: donde  $A$  es una constante que representa la resistencia intrínseca del gel de cemento y “ $n$ ” es otra constante que depende de las características de los materiales. Los resultados de las Series  $R$  y  $C$ , donde en la última se incluyen muestras con reemplazo de un 10 % de cemento por caliza, muestran que los valores convergen a un curva única (ver Figura 7.54).

$$f'_p = A \cdot x^n \quad (\text{Ec. 7.19})$$



**Figura 7.54:** Resistencia a compresión en función de la relación *gel/espacio* ( $R^2=0,84$ ).

Complementariamente, otras experiencias realizadas por el autor respecto al efecto filler del polvo de roca calcítica, muestran la vinculación existente entre la resistencia del hormigón y el volumen del material cementante hidratado, independientemente del porcentaje de filler (Cabrera, 1998). Es decir, que los valores se pueden aproximar mediante una recta, cuya expresión algebraica se indica en la Ecuación 7.20 (ver Figura 7.55). La determinación del contenido de material cementiceo hidratado ( $MCH$ ), que depende del contenido de cemento ( $CUC$ ), del volumen de filler ( $V_f$ ) y del grado de hidratación del cemento ( $\alpha$ ), se basa en el modelo de hidratación de Powers.

$$MCH = CUC \cdot (1 - V_f) \cdot \alpha \quad (7.20)$$

Resumiendo, puede plantearse que a edad temprana, los materiales finos de referencia, puzolana y cuarzo molido, tienen igual comportamiento, a pesar de la diferencia en la superficie específica y en el grado de puzolanicidad que presentan. El filler calcáreo tiene un comportamiento similar a los finos de referencia. En cambio, el polvo granítico presenta una caída en la resistencia, cuando se lo considera como integrante del material cementiceo, aunque cuando no se lo incluye estimula la hidratación del cemento y el desarrollo de resistencia que compensa la dilución por el reemplazo.

De este modo, el efecto sobre la resistencia que ejercen los finos calcáreo y granítico se puede justificar a través de un efecto preponderantemente físico, que provoca una mayor hidratación de las partículas de cemento dado que a tempranas edades, el efecto puzolánico aún no se manifiesta, independiente de la composición mineralógica del filler. Estos estudios se limitan a los aspectos mecánicos, sin avanzar sobre la durabilidad, dado que no se considera al polvo de roca proveniente del agregado fino como un reemplazo de cemento sino como un aporte complementario.



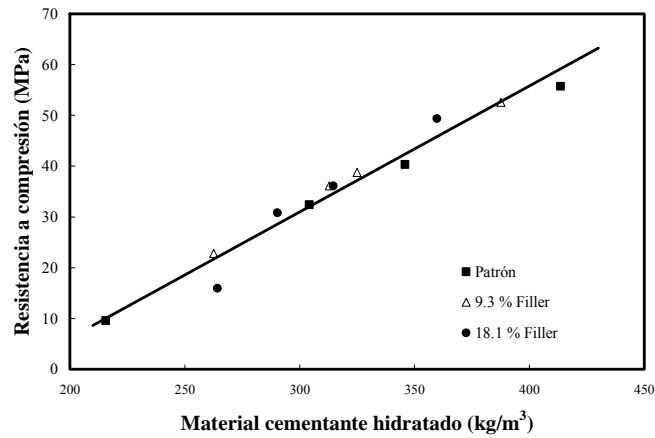


Figura 7.55: Resistencia a compresión del hormigón vs. Contenido de material cementante hidratado ( $R^2=0,99$ ).

**b) Influencia del Polvo Granítico sobre las Propiedades Mecánicas del Hormigón:** Ante los resultados obtenidos con el polvo granítico en las experiencias anteriores, se proyectaron otras series de hormigones para obtener mayor conocimiento sobre el efecto filler de este tipo de polvo. En Figura 7.50 se observa que a medida que se incrementa el contenido de polvo, la resistencia a compresión aumenta. El mayor incremento con respecto al hormigón  $H_0$  se produce a los 7 días, alcanzando valores de 17 a 41 %. A partir de esta edad la ganancia de resistencia comienza a disminuir, siendo a los 180 días, entre 4 y 17 % mayor que la registrada por el hormigón  $H_0$ . Una situación similar presentó el otro grupo de hormigones (Serie  $H_p$ ), realizados con los mismos materiales, pero con la incorporación de un aditivo reductor de agua, y los incrementos de resistencia registrados fueron del 15 al 25 %, y de 6 a 10 %, a 7 y 180 días, respectivamente.

**Módulo de elasticidad:** La relación entre la resistencia y el módulo de elasticidad se muestra en la Figura 7.56, en ella se han superpuesto las curvas de predicción establecidas por los reglamentos CIRSOC 201-82 y CEB, la recomendación ACI 318 y el Código BS 8110. En la misma se observa que la rigidez obtenida por los hormigones con polvo de roca, es similar a la registrada por el hormigón  $H_0$ . Además, tanto los valores de la recomendación ACI 318 como los de la Norma BS 8110 (para  $f'_c > 30$  MPa), resultan algo conservadores para estimar el módulo de elasticidad. En tanto que las predicciones que establecen los reglamentos CEB y CIRSOC 201-82 resultan más adecuadas para este tipo de hormigones.

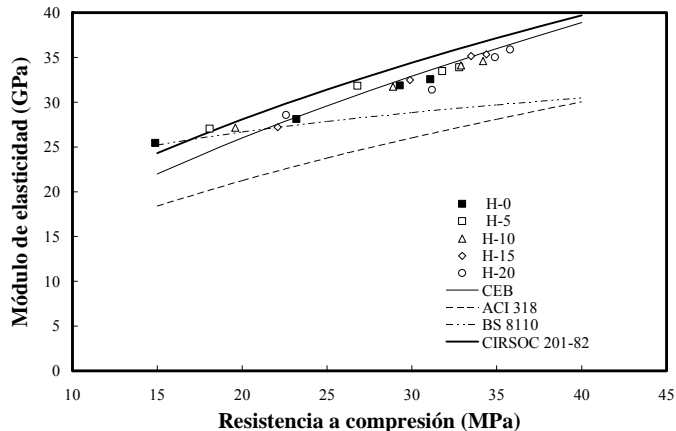
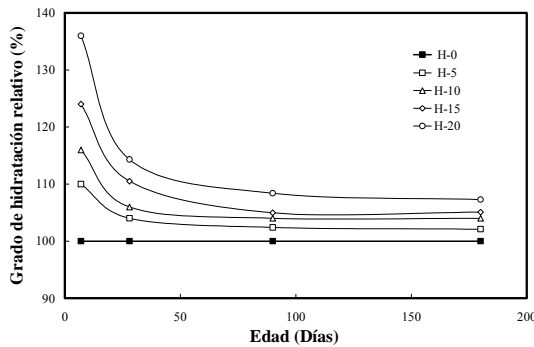


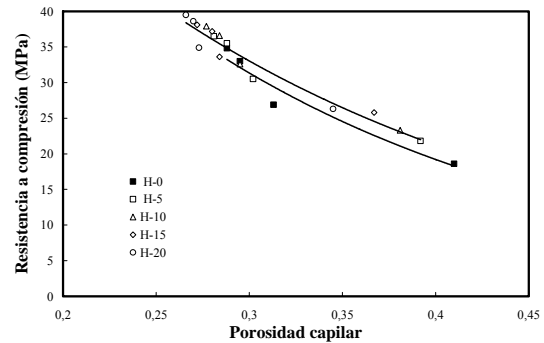
Figura 7.56: Relación entre la resistencia vs. el módulo de elasticidad ( $R^2=0,91-0,99$ ).

**Absorción de agua:** En la Figura 7.51 se observa que a medida que se incrementa el contenido de polvo, la absorción de agua disminuye. A partir de los 28 días, los hormigones con más de 10 % de polvo presentan una absorción de 30 a 35 % menor que la del hormigón  $H_0$ , en tanto que en el hormigón  $H_5$  esta reducción varía entre 10 y 16 %.

**Grado de hidratación y porosidad capilar:** La evolución del grado de hidratación relativo al hormigón sin polvo de las mezclas de la Serie  $H$  se muestra en la Figura 7.57, y puede observarse que este parámetro se incrementa cuando aumenta el contenido de polvo. El máximo incremento del grado de hidratación se produce en las primeras edades, registrándose valores de 10 a 38 % mayores al del hormigón  $H_0$ . Otros estudios arribaron a resultados similares empleando en la elaboración de morteros polvos de origen basáltico, dolomítico y calcáreo (Soroaka, 1977).



**Figura 7.57:** Evolución del grado de hidratación relativo de los hormigones.



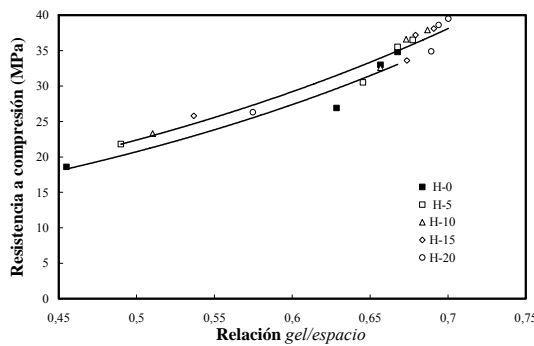
**Figura 7.58:** Resistencia a compresión en función de la porosidad capilar ( $R^2=0,95-0,96$ ).

De acuerdo con el modelo de Powers, la porosidad capilar representa la parte del volumen bruto que no ha sido llenado por los productos de hidratación, es una función de la relación  $a/c$  y del grado de hidratación. En la Figura 7.58 se muestra la relación entre dicha porosidad y la resistencia del hormigón. Se observa que los hormigones sin filler se agrupan en una curva diferente a la curva de los hormigones con diferentes contenidos de filler granítico, mostrando de este modo los cambios que provoca el filler en la relación “porosidad-resistencia”.

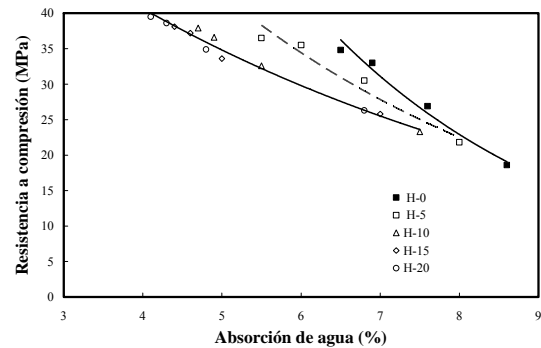
**Relación entre resistencia, absorción y grado de hidratación:** En la Figura 7.59 se muestra la variación de la resistencia a compresión del hormigón con respecto a la relación  $gel/espacio$ . En la misma se observa que para la misma relación  $gel/espacio$ , los hormigones conteniendo polvo, tienen una resistencia mayor que el hormigón  $H_0$ . Este comportamiento se puede explicar a partir de varios factores. En principio, los hormigones conteniendo polvo, presentaron un mejor empaquetamiento del cemento y un mayor factor de empaque de su esqueleto granular, con una disminución de la capacidad y velocidad de exudación y de la absorción de agua, todos estas variables provocaron un incremento de la resistencia, que la relación  $gel/espacio$  no puede valorar. En consecuencia, este parámetro no puede justificar por completo el comportamiento fundamentalmente de las muestras  $H_0$  y  $H_5$ , pues el mismo establece la porosidad de la pasta en función del grado de hidratación y la relación  $a/c$ , pero no considera el aumento de la porosidad del hormigón, debido a la exudación canalizada que presentan estos hormigones (ver Figuras 6.8 y 6.9).

Por este motivo, si se analiza la relación existente entre la resistencia a compresión y la absorción de agua (ver Figura 7.60), puede diferenciarse la tendencia de esta relación en tres grupos de hormigones con 0, 5, y 10-20 % de polvo. La tendencia de los tres grupos resulta muy marcada, y se puede observar que para un determinado nivel de resistencia los hormigones con arena con más de un 10

% de polvo presentan una menor absorción, hecho que se relaciona con la menor exudación y el efecto del polvo de roca sobre la hidratación de la pasta.



**Figura 7.59:** Resistencia a compresión en función de la relación *gel/espacio* ( $R^2=0,95-0,96$ ).



**Figura 7.60:** Relación entre la resistencia a compresión y la absorción de agua ( $R^2=0,96-0,99$ ).

#### 7.4.3.- Consideraciones sobre el Efecto Filler del Polvo de Rocas de las Arenas Trituradas

Resumiendo, estos estudios muestran que la incorporación de materiales menores a  $75 \mu\text{m}$  (no plásticos) aportados por el agregado fino triturado, produce un considerable incremento del grado de hidratación en las primeras edades debido al efecto filler, en tanto que a edades más avanzadas su influencia es menor. Otras experiencias aconsejan un contenido en arenas de polvo no plástico del 10 % (Mendoza, 1987), y en cambio en UK, han determinado que la remoción del polvo de roca de las arenas trituradas de diferentes orígenes mineralógicos, de hasta un 24,7 %, no tiene un efecto apreciable sobre la resistencia del hormigón con relaciones *a/c* entre 0,32 y 0,64 (Hughes, 1968), y esta conclusión es concordante con los límites del contenido de polvo establecido por la Norma BS 812.

Por último, el comportamiento de los hormigones estudiados, con agregado fino triturado conteniendo hasta un 20 % de polvo, tanto en estado fresco como en estado endurecido, demuestra la posibilidad de usar arenas graníticas sin lavar, conclusión que implica un importante ahorro en los costos de producción de la arena y aumenta la posibilidad de su utilización, fundamentalmente cuando no se dispone de arenas naturales. El incremento de elevar el porcentaje permitido de polvo de roca, reduce el material que debe ser desechado o llevado a una deposición final, y también hay que tener en cuenta que el polvo de roca tiene un costo propio dado que es un subproducto de la trituración de rocas para agregados grueso (costos los barrenos, explosivos, trituración, y clasificación); además, el lavado de la arena triturada implica un importante consumo de agua y el costo del proceso de lavado, que disminuyen la competitividad de la arena triturada.

#### 7.5.- Resumen de la Influencia de la Forma, Textura Superficial y Contenido de Polvo del Agregado Fino sobre el Estado Endurecido del Hormigón

A modo de resumen de las experiencias realizadas e informadas sobre los resultados obtenidos de las diferentes propiedades del hormigón o mortero en estado endurecido, en las Tablas 7.12 a 7.15 se indica el comportamiento de los hormigones elaborados con diferentes arenas trituradas, respecto a hormigones con arenas naturales.

En un rango de resistencia a la compresión entre 20 y 65 MPa, el comportamiento de los hormigones con arenas trituradas resulta satisfactorio, e igual o superior al de los elaborados con arenas

naturales (ver Tabla 7.12). Salvo en el caso de arena triturada granítica lavada, en un nivel resistente superior a los 70 MPa, a edades avanzadas, resulta menor.

**Tabla 7.12:** Comportamiento resistente de hormigones con arenas trituradas respecto a hormigones con arenas naturales.

Rango de resistencia (MPa)	Módulo de Finura		% polvo de las arenas trituradas	Contenido de pasta	Comportamiento resistente respecto a hormigones con arena natural	Ver Figura/Tabla
	Arena natural	Arenas trituradas				
20-35	2,49	2,69	11,0	Mayor	Mayor	7.2
30-40	3,33	3,15/3,48	7,3/13,3	Constante	Mayor	7.4-7.5
50±1,5	3,33	3,33	0	Constante	Igual	7.6-7.7
77±7	3,33	3,33	0	Constante	Menor	
50-65	3,33	3,15	10,7	Constante	Mayor	7.11
58-64	3,33	3,15/3,48	7,3/13,3	Constante	Mayor	T-7.10

El módulo de elasticidad de los hormigones con arenas trituradas, es menor en todas las experiencias desarrolladas (ver Tabla 7.13). Un comportamiento similar se obtuvo en estudios realizados con agregados gruesos, registrándose un menor módulo de elasticidad en los hormigones realizados con piedra triturada granítica, respecto a hormigones con canto rodado (Giaccio, 1993). Este comportamiento se asocia a la rigidez del agregado fino, y también se debe tener en cuenta que el módulo de elasticidad disminuye con el incremento del área superficial y de la resistencia (Goble, 1999).

En cambio, la estabilidad volumétrica estudiada en morteros muestra que los valores de contracción por secado resultan mayores o iguales que los registrados en morteros con arenas naturales, de acuerdo con el volumen de pasta que contengan, debido a que la contracción se produce por la pérdida de agua de la pasta endurecida (ver Tabla 7.14).

**Tabla 7.13:** Módulo de elasticidad de hormigones elaborados con arenas trituradas, respecto a hormigones con arenas naturales.

Rango de resistencia (MPa)	Módulo de finura		% polvo de las arenas trituradas	Contenido de pasta	Módulo de elasticidad respecto a hormigones con arena natural	Ver Ecuación o Figura
	Arena natural	Arenas trituradas				
20-35	2,49	2,69	11,0	Mayor	Menor	Ec. 7.8 y 7.9
30-40	3,33	3,15/3,48	7,3/13,3	Constante	Menor	Fig. 7.17
50-70	3,33	3,33	0	Constante	Menor	Fig. 7.21
50-65	3,33	3,15	10,7	Constante	Menor	Fig. 7.13

**Tabla 7.14:** Contracción por secado de morteros elaborados con arenas trituradas, respecto a morteros con arenas naturales.

Rango de resistencia (MPa)	Módulo de finura		% polvo de las arenas trituradas	Contenido de pasta	Estabilidad volumétrica respecto a morteros con arena natural	Ver Figura
	Arena natural	Arenas trituradas				
38-46	3,33	3,15/3,48	7,3/13,3	Constante	Igual	7.33
22-46	3,33	3,15/3,48	7,3/13,3	Mayor	Mayor	7.34

Finalmente, los estudios efectuados muestran que la velocidad de succión capilar de los hormigones elaborados con arenas trituradas es menor que en el caso de hormigones con arenas naturales, cuando el volumen de pasta de las mezclas se mantiene constante (ver Tabla 7.15).

**Tabla 7.15:** Succión capilar de hormigones elaborados con arenas trituradas, respecto a hormigones con arenas naturales.

Rango de resistencia (MPa)	Módulo de finura		% polvo de las arenas trituradas	Contenido de pasta	Succión capilar respecto a hormigones con arena natural	Ver Punto
	Arena natural	Arenas trituradas				
32-40	3,33	3,15/3,48	7,3/13,3	Constante	Menor	7.3
34-40	2,39	3,15/3,48	7,3/13,3	Constante	Menor	
58-64	3,33	3,15/3,48	7,3/13,3	Constante	Menor	

**“Caracterización de la Durabilidad de Hormigones con Arenas de Trituración”**



## **Capítulo 8**

# **CORROSIÓN DE ARMADURAS EMBEBIDAS EN HORMIGONES CON ARENA TRITURADA**

## Capítulo 8

# CORROSIÓN DE ARMADURAS EMBEBIDAS EN HORMIGONES CON ARENA TRITURADA

La corrosión originada por el proceso de carbonatación en nuestro país comprende aproximadamente al 90 % de los casos, esto es debido en gran medida a que la mayoría de las grandes ciudades no están construidas sobre la costa marítima, y además, en la extensa costa patagónica donde los vientos soplan hacia el mar (Traversa, 2006). El Reglamento CIRSOC 201-05 establece dos clases de exposición, donde las estructuras pueden sufrir corrosión por carbonatación, el ambiente normal (A-2) y el clima cálido y húmedo (A-3). La influencia de la humedad relativa ambiente sobre el proceso de carbonatación es muy significativa, destacándose que para humedades relativas muy bajas, el CO<sub>2</sub> no puede reaccionar, y en el caso de altas humedades relativas, el gas penetra muy lentamente. Cuando el hormigón tiene sus poros parcialmente llenos de agua (50 y 80 %) se dan las condiciones óptimas para la carbonatación (DURAR, 2000). Otras fuentes, sostienen que la carbonatación del hormigón es la segunda causa de corrosión en estructuras de hormigón armado. En ambientes tropicales no marinos, la corrosión por carbonatación podría ser el principal mecanismo de corrosión en hormigón armado (Moreno, 2004).

En este capítulo se analizan los efectos del tipo de agregado fino sobre el fenómeno de carbonatación del hormigón, y a los resultados experimentales se consideran en un modelo de vida útil estimada, planteado en la Instrucción Española EHE-2008. Además, se estudia el comportamiento de vigas de hormigón armado sometidas a procesos de corrosión acelerado, con el fin de evaluar la influencia de las características físicas y mineralógicas de las partículas del agregado fino, sobre el mecanismo de corrosión de las armaduras.

El programa experimental, para el estudio de la carbonatación comprendió la realización de hormigones con dos relaciones de  $a/c$  (0,45 y 0,50), con diferentes tipos de curados. En el estudio del comportamiento de las vigas expuestas a corrosión, elaboradas con hormigones con tres niveles resistentes diferentes ( $34 \pm 1,7$ ,  $36 \pm 4,5$  y  $61 \pm 3,3$  MPa), se evaluó el ancho, el largo y el área de figuración, y estos parámetros se vincularon con las propiedades de los hormigones y el tipo de arena (succión capilar, resistencia, etc.). En los dos casos, se mantuvo constante el volumen de pasta.

La influencia del tipo de arena en la corrosión del acero de refuerzo es un tema que no ha sido desarrollado ampliamente en la bibliografía. Las características físicas de los granos de arena (finura, forma y textura superficial) inciden sobre el contenido de agua y/o cemento necesarios para obtener una determinada consistencia. Esta influencia modifica la estructura porosa de la pasta, y de este modo, puede afectar el desarrollo de los procesos corrosivos. En cambio, el presente estudio está orientado a evaluar la influencia del tipo de partículas sobre la corrosión del acero, originada por el ataque de cloruros, manteniendo constante la cantidad de pasta y el resto de las proporciones de las mezclas.

El presente trabajo se basó en un estudio experimental sobre el comportamiento de vigas de hormigón armado, elaboradas con cuatro mezclas, realizadas con diferentes tipos de arenas (3 arenas trituradas, y otra natural, usada como referencia), sometidas al ensayo de corrosión acelerada. En las vigas se evaluó el proceso de corrosión en base a las áreas, anchos máximos y longitud de fisuras, la pérdida de masa del acero, y la evolución de los potenciales. La caracterización del hormigón se basó en la determinación de la resistencia, la succión capilar y la porosidad.

## 8.1.- Introducción

Durante los 30 años pasados, han ocurrido cambios significativos en el campo de durabilidad del hormigón. En este período, hubo un crecimiento enorme en la comprensión de los mecanismos y los procesos de deterioro, los desarrollos para proteger al hormigón contra el deterioro temprano y la utilización eficaz de los materiales, que han hecho que el hormigón incremente su durabilidad. También, ha sido importante el grado de convencimiento de durabilidad, como una propiedad fundamental del hormigón. Esto ha causado un cambio conceptual de los profesionales implicados en el diseño y en la construcción de estructuras de hormigón armado (Ballim, 2009). Actualmente, el planteo de diseño por durabilidad requiere establecer modelos matemáticos de predicción de la vida en servicio, basados en conocimientos científicos sobre los materiales y los procesos de degradación de las estructuras expuestas en diferentes ambientes. Siendo imprescindible el desarrollo y la calibración de métodos de ensayo que permitan cuantificar las variables que se incluyen en estos modelos de predicción.

A pesar de esto, el problema de la corrosión subsiste en sus consecuencias básicas (Bertolini, 2011; Priano, 2013). Aunque hoy es factible que se pueda alcanzar una vida útil de 100 años, sin daños y ni perjuicios, en estructuras expuestas a medios muy agresivos, como el marítimo, adoptando medidas preventivas especialmente en el diseño. Para estos casos, se deben especificar hormigones de muy alta resistencia mecánica, con muy baja porosidad para controlar el ingreso de cloruro, o incluir barras de acero inoxidable o efectuar protecciones catódicas (Andrade, 2009).

Por otra parte, se debe tener en cuenta la importancia económica de la corrosión, siendo que los costes anuales directos originados por la corrosión alcanzan alrededor del 3,5% del PBI de una nación, y si se aprovecha mejor la tecnología existente se podría ahorrar aproximadamente un 20-25% de estos costes (Moreno Fernández, 2008). El proceso de corrosión del acero de refuerzo está gobernado por factores externos, como son la presencia de oxígeno, agua, tipo y cantidad de agentes agresivos que definen el ambiente de exposición; y factores internos, como el tipo de acero (Eperjesi, 2001), la estructura del hormigón de recubrimiento, etc. En la mayoría de las causas de deterioro, las sustancias agresivas (iones y moléculas) o el agua deben trasladarse hasta donde se encuentra el producto reactivo para poder combinarse; es decir, que si no hay transporte, no hay ataque. La presencia de agua en estado líquido o gaseoso es condición previa para que las reacciones tengan lugar a una velocidad, con cierta repercusión sobre la durabilidad. El agua es indispensable para varios tipos de ataques físicos, y un vehículo para el transporte de iones agresivos en los procesos químicos de degradación del hormigón y del acero. Para varios tipos de ataques, como los agregados presentan una muy baja permeabilidad, el ingreso de agentes agresivos se realiza por la pasta, y/o por la interfaz “*pasta-agregado*”. Los mecanismos principales de transporte de masa en el hormigón son la permeabilidad, la capilaridad y la difusión. La permeabilidad y la absorción son mecanismos de transporte muy rápidos, mientras que la difusión es mucho más lenta (Costa, 2002; Bermúdez Odriozola, 2007). Un cuarto mecanismo es la electromigración, donde los iones se movilizan debido a un potencial eléctrico producido durante el desarrollo de la corrosión del acero. La preponderancia de uno u otro mecanismo dependerá del tipo de sustancia agresiva, de las condiciones de exposición y del grado de saturación de los poros del hormigón. En general, los parámetros que definen cada mecanismo de transporte están interrelacionados.

El agregado fino puede incidir sobre los mecanismos de transporte, afectando indirectamente la calidad de la pasta al modificar la relación *agua/material cementíceo (a/mc)* para mantener una determinada consistencia, y/o directamente, por los cambios que le imprime a la conformación de las interfaces “*pasta-agregado fino*”, su tortuosidad y favorecidos por el *efecto puente* que se produce entre partículas, cuando las mismas se tocan o si las interfaces se solapan. El agregado fino ocupa un volumen importante en el hormigón, siendo la superficie específica de la arena entre 25 y 40 veces la del agregado grueso. En general, los modelos del hormigón que lo consideran como un material compuesto ignoran la interfaz “*pasta-*



*agregado fino*” ya que solo consideran tres fases, el agregado grueso, el mortero y la interfaz entre estos dos (Goble, 1999). Además, el volumen de interfaz *“agregado fino-pasta”* afecta entre un tercio y la mitad del volumen total de la pasta endurecida (Neville, 1997). Cabe acotar que se debe tener en cuenta que la influencia del tipo de agregado fino, sobre los procesos de corrosión, no ha sido abordada en la bibliografía.

Por otra parte, los principales atributos de una partícula de agregado son la forma y la textura superficial. El área superficial de la partícula es un valor que depende de la forma y textura superficial, cuando el tamaño de la misma ha sido establecido. El concepto de forma de la partícula involucra tres ideas geométricas: la esfericidad, la redondez y la forma. También, se puede incluir junto a las tres anteriores, la textura superficial, que permite completar la caracterización de la morfología de las partículas. En resumen, el aporte significativo de interfaces que origina el agregado fino y la variación en la tortuosidad de estas interfaces, provocadas por los cambios en la forma y textura superficial de los granos, establecen el objetivo de la presente etapa de la tesis, que consiste en evaluar el efecto del tipo de arena sobre la corrosión del acero, en mezclas donde la única variable es el cambio de la morfología de los granos del agregado fino.

## 8.2.- Carbonatación: Influencia del Tipo de Agregado Fino

### 8.2.1.- Resultados Obtenidos

Como se analizó en el Capítulo 4, la carbonatación es uno de los procesos que llevan a la corrosión del acero de refuerzo, siendo necesario para su estudio, la determinación del coeficiente de carbonatación. En este capítulo se analizan los valores de los frentes de carbonatación, obtenidos de probetas de hormigón elaborados con diferentes arenas, expuestas en ambiente rural, durante varios meses (ver punto 5.9.1). Las probetas fueron expuestas a la atmósfera de la ciudad de Olavarría (A-2, clase de exposición: ambiente normal), durante períodos comprendidos entre 34 y 75 meses. Los hormigones se corresponden a las dosificaciones de la Tabla 5.15, con relaciones  $a/c = 0,45$  y  $0,50$  (Serie 1 con curado normal y Serie 2 con curado deficitario, respectivamente), con la diferencia que en el segundo grupo de hormigones, la trabajabilidad se obtuvo modificando los contenidos de agua y pasta, en reemplazo del uso de aditivo superfluidificante, cuando se empleó arenas trituradas. De este modo se evaluó el efecto sobre la corrosión por carbonatación producido por las modificaciones en los contenidos de agua o de pasta, para obtener una consistencia determinada y la aplicación de un curado similar al de obra (igual criterio al aplicado en el punto 7.3.2.a para la resistencia, absorción, porosidad y succión capilar).

**Tabla 8.1:** Espesores de carbonatación y coeficiente de carbonatación.

Hormigón elaborado con arena	Espesor carbonatado (mm)	Meses de exposición	Coeficiente de carbonatación, $\text{mm/año}^{0,5}$		Relación $a/c$ y Tipo de curado
			$K_{\text{CO}_2}$ (*)	$K_c$ (#)	
Calcítica	4	46-75	2,04	2,51	Serie 1: Relación $a/c = 0,45$ Curado normal durante 28 días.
Dolomítica	5		2,55	2,69	
Granítica	4		2,04	2,76	
Silíceo, HAN	5		2,55	3,75	
Silíceo, S	7		2,80	3,41	
Calcítica	7	34	4,16	4,51	Serie 2: Relación $a/c = 0,50$ Curado normal durante 3 días, luego en laborat.
Dolomítica	9		5,35	4,16	
Granítica	8,2		4,87	4,82	
Silíceo, S	8		4,75	4,41	

(\*) valor experimental, Ecuación 4.23; (#) valor teórico, EHE-2008, Ecuación 4.26

En la Tabla. 8.1 se muestran los espesores de carbonatación, obtenidos por el método de la fenolftaleína, este indicador cambia la tonalidad entre un  $pH$  de 8,2 y otro, de  $pH$  9,8 (DURAR, 2000). Los valores del coeficiente de carbonatación experimentales, se obtuvieron empleando la Ecuación 4.23. Para el curado normal, se informa el promedio de probetas y de vigas, en cambio, las probetas con mayor relación  $a/c$ , solo el registrado en las vigas. Además, se incluyen los valores de carbonatación “teóricos” calculados de acuerdo con las consideraciones del Anejo 9 del EHE-2008 (Ecuación 4.26).

### 8.2.2.- Discusión de los Resultados

Se ha sugerido que en un hormigón de alta resistencia a la carbonatación, el coeficiente de carbonatación posee un valor entre 2 y 3  $\text{mm/año}^{0,5}$ , mientras que en un hormigón de baja resistencia a la carbonatación, el valor de  $K_{CO_2}$  supera los 6  $\text{mm/año}^{0,5}$  (DURAR, 2000). De acuerdo a esta clasificación del coeficiente de carbonatación, los hormigones con relación  $a/c = 0,45$  (Serie 1), se encuentran en la categoría de hormigones de alta calidad, en cambio, los restantes, con relación  $a/c = 0,50$  (Serie 2) y curado deficitario, la calidad es regular (DURAR, 2000; Andrade, 1993). Los resultados obtenidos, respecto a la influencia de la relación  $a/c$  sobre la carbonatación, muestran una tendencia similar a la encontrada por otros autores (Moreno, 2004; Carvajal, 2007). Los valores obtenidos de los coeficientes de carbonatación, aplicando las consideraciones del Anejo 9 del EHE-2008, presentan diferencias con los valores experimentales de similar magnitud que los obtenidos por Eperjesi (Eperjesi, 2010). El promedio del coeficiente de carbonatación obtenida para los hormigones con arenas gruesas ( $MF = 3,33 \pm 0,18$ ), trituradas y natural es de  $2,30 \text{ mm/año}^{0,50}$ . En cambio, para igual dosificación del hormigón, pero utilizando una arena natural más fina ( $MF = 2,39$ ), el valor de este coeficiente se incrementa un 21 % ( $2,80 \text{ mm/año}^{0,50}$ ). Además, si se comparan los promedios de los coeficientes de carbonatación experimentales, de los hormigones con arenas gruesas y con mayor relación  $a/c$ , el incremento del coeficiente de carbonatación es un 108 % mayor, respecto a los hormigones con menor relación  $a/c$  y curado normal. Este comportamiento, de la influencia del tipo y finura de la arenas, puede asociarse a los cambios que se introducen en las interfaces “*pasta-agregado fino*” (cantidad, tortuosidad y solapamiento).

**Tabla 8.2:** Espesores de carbonatación experimentales y calculados de acuerdo con la expresión de Khan, 2002.

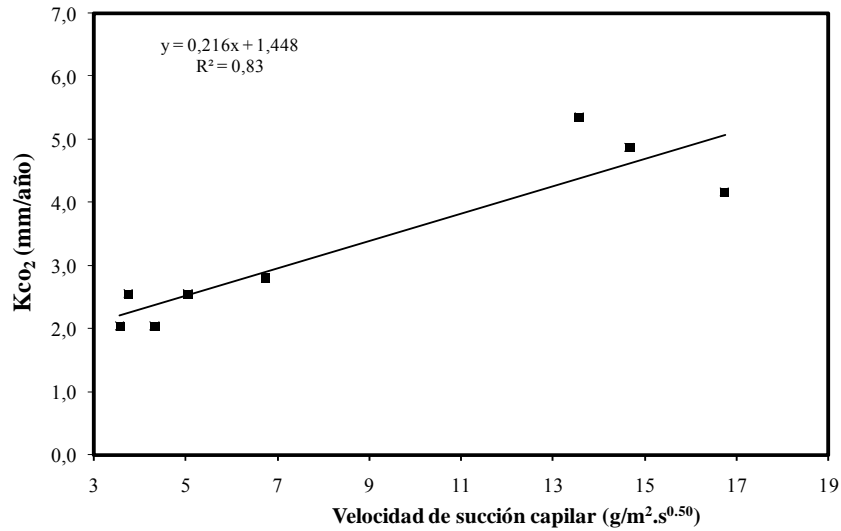
Hormigón	Espesor carbonatado (mm)	Resistencia a compresión (cilíndrica, en MPa)	Espesor de carbonatación calculado (mm) (*)
HC-1	4	40,4	5,6
HD-1	5	38,8	5,9
HG-1	4	38,2	6,0
HAN-1	5	31,9	8,1
HS-1	7	33,7	7,5
HC-2	7	33,7	7,5
HD-2	9	35,2	6,9
HG-2	8,2	32,3	8,0
HS-2	8	27,0	10,2

(\*) valores calculados con la ecuación de Khan, 2002.

Dos estudios experimentales realizados con hormigones con cementos portland normal, binarios y ternarios (Khan, 2002), permitieron obtener la Ecuación 8.1, que vincula la resistencia cúbica a compresión ( $f_{cu}$ ), con el espesor de carbonatación, con un coeficiente de correlación  $R^2 = 0,89$ . Los estudios comprendieron un rango de resistencias entre 30 MPa y 110 MPa. Con la mencionada ecuación, y multiplicando los valores de resistencia cilíndrica por 1,18 ( $1/0,85$ ) para convertirla en resistencia cúbica, se obtuvieron los valores del espesor de carbonatación ( $r$ ), que en promedio resultan un 8 % mayor que el promedio de los valores experimentales, de hormigones con cemento fillerizado (Tabla 8.2).

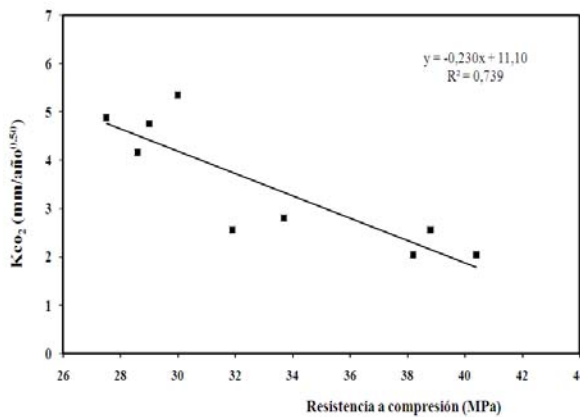
$$r = 36,4 e^{-0,04f_{cu}} \quad (8.1)$$

Por otra parte, la vinculación entre el coeficiente de carbonatación y la velocidad de succión capilar muestran una tendencia relativamente clara, donde se observa que el incremento de la velocidad de succión capilar se corresponde con un incremento de la carbonatación, esto resulta coherente en cuanto que la velocidad de succión capilar se relaciona con la estructura de poros del hormigón (Figura 8.1). Cuando ésta permite el ingreso más rápido del agua, es lógico que también se incremente el ingreso de CO<sub>2</sub> hacia el interior del material.

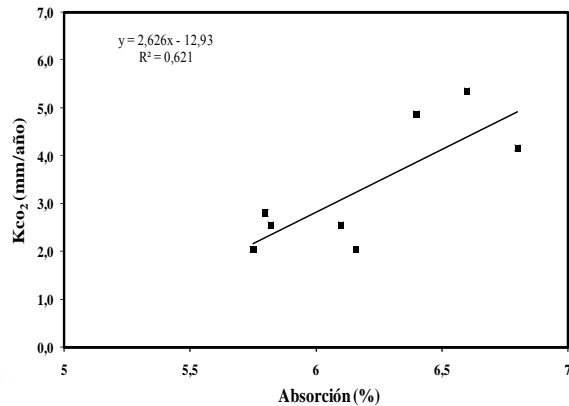


**Figura 8.1:** Relación entre el coeficiente de carbonatación y la velocidad de succión capilar.

Otro análisis se puede realizar en las Figuras 8.2 y 8.3, donde se vincula el coeficiente de carbonatación de los diferentes hormigones, con sus respectivos valores de resistencia a compresión y absorción, respectivamente. Los gráficos muestran una tendencia, donde el incremento del coeficiente de carbonatación se corresponde con la disminución de la resistencia y el aumento de los valores de absorción del hormigón. Estos dos parámetros se asocian a la estructura de poros del material, al igual que el coeficiente de carbonatación.



**Figura 8.2:** Relación entre el coeficiente de carbonatación y la resistencia del hormigón.



**Figura 8.3:** Relación entre el coeficiente de carbonatación y la absorción del hormigón.

### 8.2.2.1.- Aplicación del modelo de carbonatación de la Instrucción Española EHE-2008

La Instrucción española EHE-2008, Anejo 9, establece un modelo de predicción de la vida útil ( $t_L$ ), basado en el modelo de Tutti, para el caso de la corrosión de las barras de refuerzo, provocada por el proceso de carbonatación. En el cálculo del período de iniciación se aplica la ley de la raíz cuadrada del tiempo, y la ecuación correspondiente es la Ecuación 8.2:

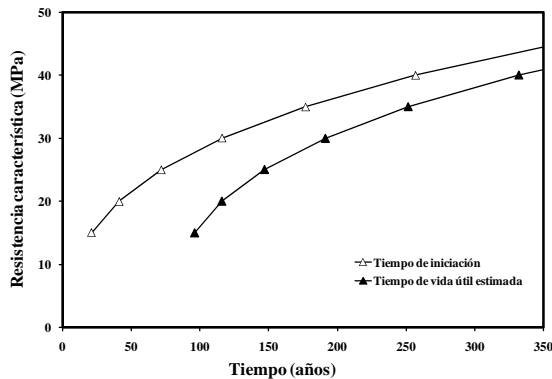
$$t_i = (d/K_c)^2 \quad (8.2)$$

donde:  $t_i$  es el tiempo para que la carbonatación penetre una profundidad  $d$  (mm) y  $K_c$  es el coeficiente de carbonatación.

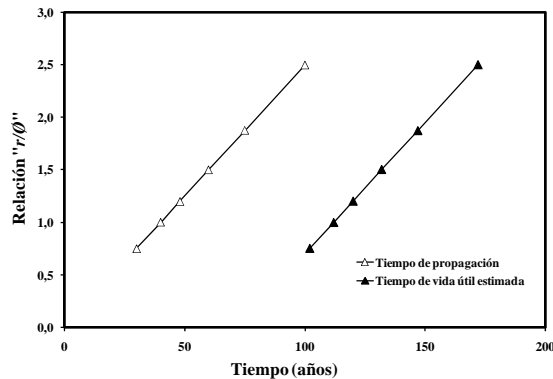
Como período de propagación, se considera hasta el momento en que se produce una pérdida de sección de la armadura inadmisibles o cuando aparecen fisuras en el recubrimiento. Para el cálculo del tiempo de propagación ( $t_p$ , en años), la Instrucción EHE-2008 propone, la siguiente ecuación:

$$t_p = (80 C)/(\emptyset V_{corr}) \quad (8.3)$$

donde:  $C$  es el espesor del recubrimiento en mm,  $\emptyset$  es el diámetro de la barra en mm, y  $V_{corr}$ , la velocidad de corrosión, en  $\mu\text{m/año}$ . En ausencia de datos experimentales, la velocidad de corrosión se toma como 2 o 3  $\mu\text{m/año}$ , para ambientes con humedad media o elevada, respectivamente.



**Figura 8.4:** Influencia de la resistencia del hormigón sobre los tiempos de iniciación y de vida útil estimada, para  $\emptyset = 16$  mm y 30 mm de recubrimiento (EHE, 2008).



**Figura 8.5:** Influencia de la relación “ $C/\emptyset$ ” sobre los tiempos de propagación y de vida útil estimada (EHE, 2008).

El valor de la vida útil estimada ( $t_L$ ), resulta de la suma de los dos períodos, de iniciación y propagación. El modelo de la instrucción, plantea que el tiempo de iniciación, y por ello, de la vida útil estimada, depende fuertemente de la resistencia característica del hormigón (Figura 8.4). En cambio, para en el tiempo de propagación, la relación “ $C/\emptyset$ ” es la variable que influye significativamente (Figura 8.5). En este modelo de vida de servicio, y en algunos otros, se incluye el tiempo de propagación porque puede ser suficientemente largo, y tener efectos sobre cuestiones económicas (Bioubakhsh, 2011).

A modo de comparación entre las especificaciones del Reglamento CIRSOC 201-05 y el cálculo de la vida útil estimada por el EHE-2008, y teniendo en cuenta los valores experimentales del coeficiente de carbonatación, se puede efectuar el siguiente análisis. En este ejemplo, se considera una estructura de hormigón armado ubicada en un ambiente A-2 (Tabla 1 y 2 del Anexo del Capítulo 2), y de acuerdo con los recubrimientos establecidos por el Reglamento CIRSOC 201-05, para un hormigón expuesto al aire, con armaduras de diámetro  $\leq 16$  mm, se recomienda un recubrimiento mínimo de 30 mm. Se toma para el

cálculo una  $V_{corr}$  de 2  $\mu\text{m/año}$  (humedad media). En la Tabla 8.3 se indican los valores de los tiempos de iniciación y de propagación, y de la vida útil estimada, para una estructura realizada con diferentes arenas trituradas y naturales, y para dos relaciones  $a/c$ . Se debe destacar que para los hormigones de la serie con curado normal, los valores de  $t_i$  son muy elevados respecto a la vida útil establecida por el Reglamento CIRSOC 201-05 (50 años), en cambio en el caso de los hormigones con un incremento de la relación  $a/c$  y con un curado deficitario, 3 de 4 hormigones, no alcanzan a cumplir este valor.

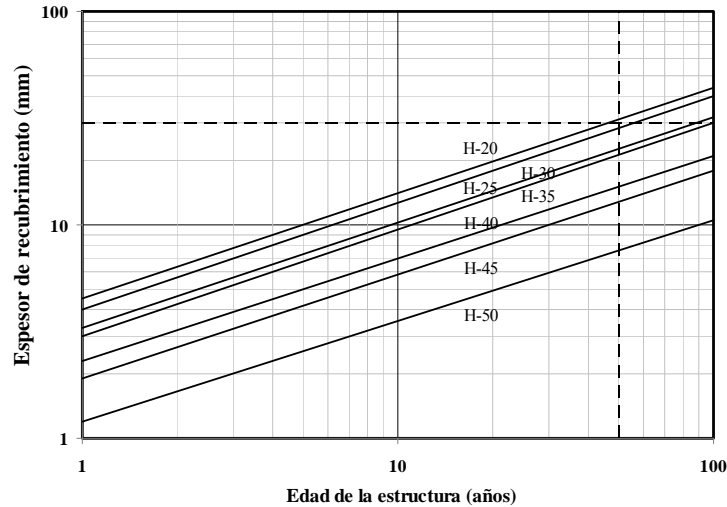
La diferencia mencionada anteriormente puede estar asociada al hecho que la Tabla 2.5 del CIRSOC 201-05, establece para un ambiente  $A-2$ , una resistencia característica mínima de 25 MPa, en cambio los valores de la resistencia de los hormigones en estudio, de donde se obtuvo su coeficiente de carbonatación, resultaron ser superiores, 32-40 MPa. Es razonable pensar que un hormigón con una resistencia mayor, entre 7 a 15 MPa, presente un mejor comportamiento frente a la carbonatación. Con el fin de evaluar la sensibilidad del modelo, se efectuó otro cálculo de la vida útil estimada, donde se considera el coeficiente de carbonatación calculada, de acuerdo con el Anejo 9 de la Instrucción EHE-2008 (Ecuación 4.26). En este caso interviene la resistencia del hormigón, y el tiempo de iniciación se reduce, en algunos casos en forma significativa, pero en promedio, la reducción es de un 14 %. El tiempo de propagación es el mismo ya que este no depende de la resistencia del hormigón, y los valores de la vida útil estimada por la Instrucción EHE-2008 resultan, en la mayoría de los casos, menores a los obtenidos con valores de  $K_c$  experimentales (ver columna octava, Tabla 8.3). Posteriormente, siguiendo el análisis, en el cálculo anterior se consideró la resistencia mínima indicada en el Reglamento CIRSOC 201-05, para el ambiente  $A-2$  ( $H-25$ ), utilizando una barra de 16 mm de diámetro se obtiene un valor de vida estimada de 147 años ( $t_i = 72$  años y  $t_p = 75$  años).

**Tabla 8.3:** Cálculo de la vida útil de una estructura de hormigón armado de acuerdo con el modelo del EHE-2008.

Hormigón elaborado con arena	Coefficiente de carbonatación, $\text{mm/año}^{0,5}$	Recubrimiento (mm) (*)	Diámetro de la barra (mm)	$t_i$ (años)	$t_p$ (años)	$t_L$ (años) (**)	$t_L$ (años) (#)	Relación $a/c$ y tipo de curado
Calcítica	2,04	30	16	216	75	291	218	Serie 1: Relación $a/c = 0,45$ Curado normal durante 28 días.
Dolomítica	2,55	30	16	138	75	213	199	
Granítica	2,04	30	16	216	75	291	193	
Silíceo, HAN	2,55	30	16	138	75	213	139	
Silíceo, S	2,80	30	16	115	75	190	152	
Calcítica	4,16	30	16	52	75	127	152	Serie 2: Relación $a/c = 0,50$ Curado normal durante 3 días
Dolomítica	5,35	30	16	31	75	106	165	
Granítica	4,87	30	16	38	75	113	142	
Silíceo, S	4,75	30	16	40	75	115	111	

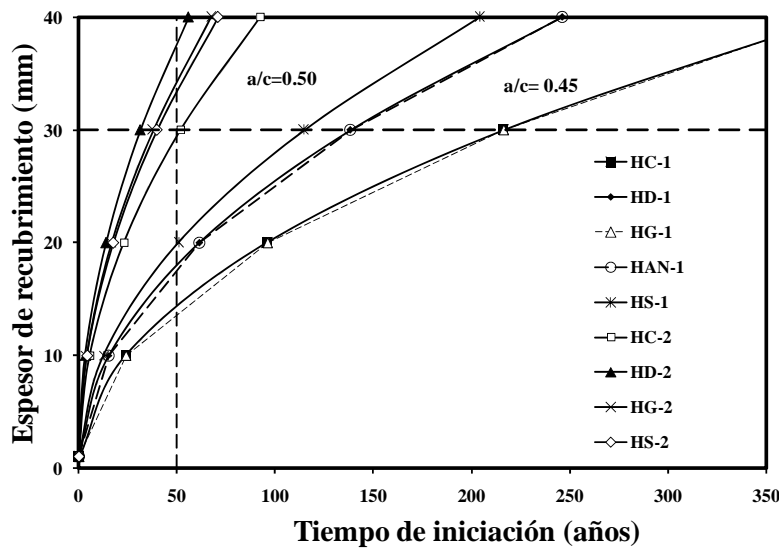
(\*) Tabla 7.7.1, CIRSOC 201-05; (\*\*) en base a valores experimentales, con 30 mm de espesor de recubrimiento, y 16 mm de diámetro de la barra (Ecuación 4.23); (#) tiempo calculado en base al coeficiente de carbonatación teórica (Ecuación 4.26).

Aplicando el ábaco realizado por Helene, (Helene, 1997), para hormigones expuestos a distintos ambientes agresivos, donde predomina la acción del  $\text{CO}_2$ , se observa que es posible lograr la misma vida útil de una estructura, expuesta a la intemperie, con diferentes combinaciones de calidades del hormigón y espesores de recubrimiento, dado por un grupo de rectas paralelas, con una pendiente de 0,50 (Helene, 1997). Para el caso las especificaciones del Reglamento CIRSOC 201-05, para un ambiente  $A-2$ , la calidad del hormigón para cumplir con los requisitos de 50 años de vida útil y 30 mm de espesor, es un H-25 (Figura 8.6). Esta resistencia es la que también especifica el Reglamento CIRSOC 201-05. En el caso que se emplee cemento con escoria o con puzolanas, el recubrimiento debe ser incrementado en al menos 20 % y 10 %, respectivamente.



**Figura 8.6:** Abaco para la obtención de la vida útil y el recubrimiento, para calidades de hormigón entre H-20 y H-50 (adaptado de Helene, 1997).

Otro análisis similar al efectuado, también encontró que la aplicación del modelo de la Instrucción EHE-2008 dio como resultado valores de la vida útil relativamente elevados, concluyendo que este modelo sobreestima los tiempos inferidos para la vida útil, en particular, los que corresponden con la despasivación de las armaduras. Si bien considera que el modelo de la Instrucción española EHE-2008 es un logro, estos avances deben ser considerados con precaución, y se comprobó la sensibilidad de algunos parámetros involucrados, sobre los que no existe mucha información de los valores asignados (Eperjesi, 2010).



**Figura 8.7:** Tiempo de iniciación para diferentes hormigones empleando el modelo de la Instrucción EHE-2008.

Finalmente, aplicando el modelo de la Instrucción EHE-2008, con los coeficientes de carbonatación experimentales, se obtuvieron las Figura 8.7 y 8.8. En la Figura 8.7 se vincula el espesor de recubrimiento con el tiempo de iniciación, para hormigones con relaciones  $a/c$  de 0,45 y 0,50. Algunos autores, establecen como vida útil de proyecto al tiempo de iniciación, cuando las condiciones de despasivación llegan a la barra y comienza el proceso de corrosivo (Helene, 1997). Las especificaciones del Reglamento CIRSOC 201-05

(ambiente A-2, recubrimiento de 30 mm, relación  $a/c$  máxima de 0,50 y 50 años de vida útil), para un diámetro de la barra de acero de 16 mm, se cumplen para todos los hormigones de la Serie 1 (relación  $a/c = 0,45$ ), y solo para el hormigón HC de la Serie 2 (relación  $a/c = 0,50$ ).

En la Figura 8.8, para las mismas condiciones indicadas para la Figura 8.7, se relaciona la vida útil estimada con el espesor de recubrimiento. Para las dos series de hormigones, se cumplen las especificaciones de durabilidad indicadas en el Reglamento CIRSOC 201-05. En dicha figura, se ve claramente la influencia del tipo de arena, para las dos series de hormigones, sobre la vida útil de una estructura de hormigón armado. Para la serie de hormigones con una relación  $a/c = 0,50$ , el rango de la vida útil estimada varía entre 106 y 127 años. En cambio, para la serie de hormigones con una relación  $a/c = 0,45$ , el rango varía entre 190 y 291 años. Los hormigones con arena natural muestran un comportamiento intermedio entre los valores que se obtuvieron para los hormigones con arenas trituradas.

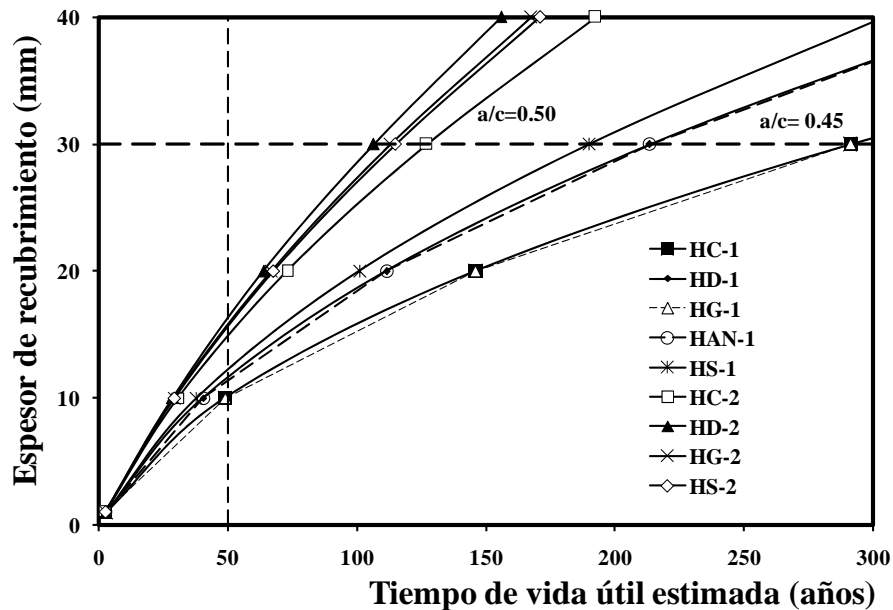


Figura 8.8: Tiempo de vida útil estimada para diferentes hormigones según el modelo de la Instrucción EHE-2008.

### 8.3.- Proceso de Corrosión en Vigas de Hormigón Armado con Relación $a/c = 0,45$

En este punto de la tesis, se desarrolla el estudio de la influencia del tipo de arena sobre el proceso de corrosión de las armaduras de elementos de hormigón armado y, especialmente, se compara el comportamiento de vigas elaboradas con diferentes arenas trituradas con aquellas, que contienen arena natural. El estudio comprende tres series de vigas de hormigón armado, realizadas con hormigones de tres niveles resistentes. De este modo, se completa un vasto estudio del uso de arenas trituradas en hormigones de cemento Pórtland, desarrollado en varios capítulos de la presente tesis.

Los hormigones de la presente etapa de la tesis contenían como aglomerante un cemento Portland con filler calcáreo (CP-5), tres arenas trituradas 0-6 mm de distintas mineralogías (TC-1, TD-1 y TG-4), con módulos de finura y contenidos de polvo similares; y otra arena natural silíceo (AN-1), con módulo de finura similar a las anteriores (ver Tablas 5.1, 5.2 y 5.3). Para la Serie 1 se dosificaron cuatro mezclas de hormigones, con relación  $a/c = 0,45$  ( $36 \pm 4,5$  MPa). La mezcla que contenía arena natural resultó tener una plasticidad adecuada, sin necesidad de incorporar aditivos (Tabla 5.15). Si bien existió una diferencia en la

consistencia se privilegió mantener constante la relación  $a/c$ , las proporciones de los materiales y el módulo de finura de las arenas, de modo que la única variable fuese el tipo de arena. La relación  $a/c$  de la Serie 1 se eligió teniendo en cuenta los valores límites, para la mayoría de las clases de exposición que establece el Reglamento CIRSOC 201-05, excepto para los más agresivos (marino sumergido, congelación y deshielo con sales anticongelantes, y agresividad química muy fuerte).

Otra alternativa para el diseño de las mezclas era mantener constante la consistencia, pero para las granulometrías empleadas, llevaría a un cambio importante en las relaciones  $a/c$  y “*pasta/agregado*”, que dificultarían la comparación de los resultados, ante un mayor número de variables. En Tabla 5.23 se indican las características de las barras de acero y de los estribos.

### 8.3.1- Resultados Obtenidos con las Vigas de la Serie 1

#### 8.3.1.1.- Evaluación del Comportamiento de Vigas de Hormigón Armado Sometidas a Corrosión Acelerada (Serie 1, con relación $a/c = 0,45$ )

La resistencia a compresión de los hormigones de esta serie de vigas, con arenas trituradas, con curado normalizado, a los 28 días, fue de  $39 \pm 1,5$  MPa. Para la mezcla con arena natural (*HAN*) se observa un valor de resistencia más bajo respecto al valor medio con arenas trituradas, ( $\sim 82\%$ ). En este caso, la forma redondeada y la textura superficial pulida son responsables, en parte, de este comportamiento diferencial. Respecto a la velocidad de succión capilar de los hormigones con arenas trituradas, fue de  $4,0 \pm 0,40 \text{ g/m}^2 \cdot \text{s}^{0,50}$ . La velocidad de succión capilar de los *HAN* es de un  $\sim 26\%$  mayor. Al finalizar el ensayo, la capacidad de succión de todas las mezclas, fue prácticamente constante, no existiendo diferencias en este parámetro, atribuibles al tipo de arena de las mezclas.

Los productos de corrosión llevan a un incremento en la presión sobre el hormigón que rodea a las armaduras, por tener un volumen mayor que su volumen inicial del hierro sin corroerse, de 1,7 a 6,15 veces (Mehta, 1993) (Ver punto 4.7.1). Posteriormente, cuando esta presión y la resultante de las tensiones internas alcanzan la resistencia última a tracción del hormigón puede comenzar la aparición de fisuras, que provoca la disminución de la capacidad portante de los elementos estructurales, como así también su aptitud en servicio. Este proceso disminuye la vida útil de la estructura, y la aparición de fisuras incrementa la velocidad de corrosión, al facilitar el ingreso de sustancias agresivas.

El daño de un elemento estructural se puede evaluar o monitorear por medio de diferentes metodologías, estudios experimentales, numerosos modelos numéricos o analíticos, como son: la pérdida de adherencia entre el acero corroído y el hormigón que está en contacto con las barras, el ancho de fisura, las deflexiones, y capacidad portante de vigas corroídas, etc. Los modelos, en la mayoría de los casos, fueron calibrados con los resultados experimentales obtenidos en probetas de hormigón armado sometidas a corrosión (Malumbela, 2010).

#### *a) Seguimiento de la Fisuración:*

En este capítulo, las formas empleadas para analizar el progreso del daño ocasionado en las vigas por la corrosión de las armaduras fueron la medición de la evolución de las *áreas*, las *longitudes* y los *anchos de fisuras*, durante el tiempo que duró el ensayo. El área de fisuras queda definida como la sumatoria del ancho por el largo de fisura de cada tramo de dicha anchura (Schierloh, 2002; Ortega, 2008; Aveldaño, 2009). Estas mediciones están directamente relacionadas con la pérdida de sección de las barras de acero, y eventualmente, con la capacidad residual de la estructura. La formación de óxidos provocó el crecimiento de las fisuras, tanto en ancho como en largo. El ancho máximo de las fisuras no siempre se fue incrementando



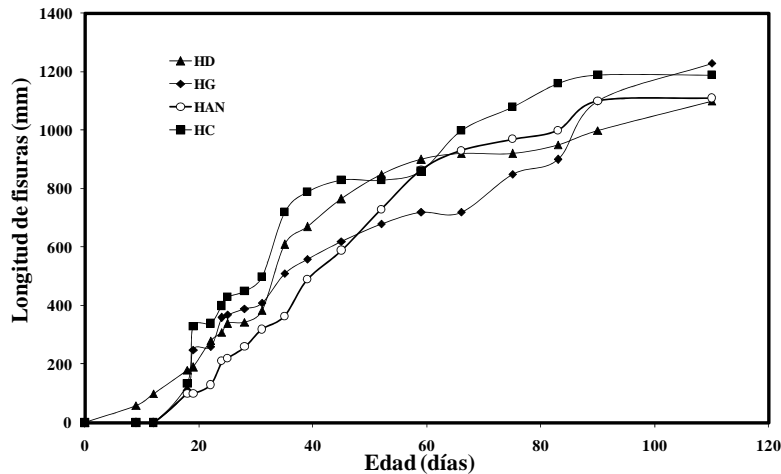
en la misma zona, sino que fue variando de sector y hasta de fisura. También, se utilizaron las técnicas de medición del potencial con un electrodo de referencia de  $\text{Cu}/\text{SO}_4\text{Cu}$ , el tiempo de aparición de la primera fisura, y la determinación de la pérdida de masa (gravimetría) de las barras corroídas.

El detalle del armado de las vigas se explica en el Capítulo 5. En la Figura 8.9, se observan las fisuras que aparecieron en correspondencia con la armadura principal, y las manchas de óxido corresponden al final del proceso de corrosión acelerada. En este caso, la corrosión acelerada se obtuvo por una polarización galvanostática, por aplicación de una determinada densidad de corriente, con el aporte de una solución acuosa con cloruros disueltos, desde el exterior.



**Figura 8.9:** Fisuras de la parte central de la viga al final del experimento (las líneas verticales indican la posición de los estribos).

**Longitud de fisuras:** La aparición de las fisuras en las vigas, con hormigones con relaciones  $a/c = 0,45$ , y la evolución de la longitud de las mismas, se muestra en la Figura 8.10. Las vigas con arena triturada presentan un inicio más temprano de la fisuración, respecto a la viga con hormigón *HAN*. La mayoría de las fisuras resultaron ser paralelas a las armaduras principales, y se encontraron dentro de la zona humectada con la solución de cloruros. La morfología de la fisuración se muestra en las Tablas 8.4 y 8.5, se informa la evolución con el tiempo del mapeo correspondiente a la viga con hormigón *HG*, por ser representativa del grupo de vigas, dado que las demás tuvieron un mapeo similar.



**Figura 8.10:** Evolución de la longitud de fisuras en el tiempo (Serie 1).

En la mayoría de los casos, las fisuras se ramificaron o tuvieron leves cambios de dirección al crecer, estas se iniciaron tanto en la cara superior como en las laterales, debido a que en ambas direcciones el recubrimiento fue el mismo (10 mm), no obstante la mayor fisuración se registró en las caras laterales, coincidiendo con los resultados de otros autores (Schierloh, 2002; Alonso, 1994; Andrade, 1993). También, en estas tablas se incluyen la profundidad media de penetración de la corrosión ( $P_x$ ), el ancho máximo y la longitud de fisuras.

**Tabla 8.4:** Evolución de la morfología de las fisuras de la viga *HG*, cara superior.

Tiempo (días)	Profundidad de penetración de la corrosión ( $\mu\text{m}$ )	Cuadro de fisuración cara superior	Ancho máximo de la fisura (Longitud de fisura) (mm)
0	0		0 – (0)
18	58		0,10 – (0)
24	77		0,40 – (260)
31	99		0,55 – (270)
39	125		0,80 – (280)
52	166		1,00 – (280)
75	240		1,05 – (320)
110	352		1,10 – (590)

**Tabla 8.5:** Evolución de la morfología de las fisuras de la viga *HG*, caras laterales.

Tiempo (días)	$P_x$ ( $\mu\text{m}$ )	Cuadro de fisuración cara derecha	Cuadro de fisuración cara izquierda
0	0		
18	58		
24	77		
31	99		
39	125		
52	166		
75	240		
110	352		

**Ancho máximo de fisuras:** Respecto a la evolución de los anchos máximos de fisuras, se debe tener en cuenta que la medición no se realizó siempre en el mismo lugar, sino que se registró el valor máximo que se fue manifestando en diferentes zonas, a medida que transcurrió el tiempo de ensayo (Figura 8.11). Es decir, que el ancho de una fisura no evolucionó en forma homogénea en toda su longitud. Cuando apareció una fisura visible, hubo una liberación de energía, y el crecimiento del ancho en ese lugar fue lento, dado que los productos de la corrosión se difundieron más fácilmente en esa zona.

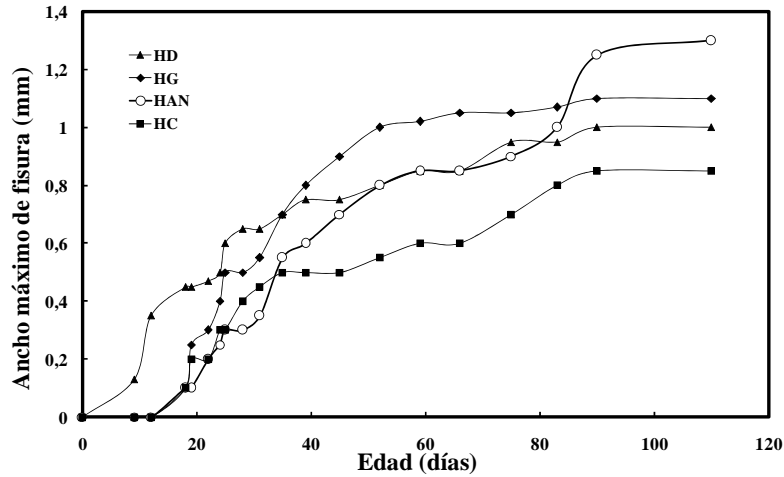


Figura 8.11: Evolución del ancho máximo de fisura en el tiempo (Serie 1).

**Área de fisuras:** En la Figura 8.12 se informa el desarrollo de las áreas de fisuras en el tiempo. Este gráfico se puede considerar similar al Modelo de Tutti, porque aparecen claramente dos períodos, tiempos de iniciación y propagación del daño. A pesar de ser un ensayo acelerado, el período de iniciación está relacionado con el ingreso de cloruros hacia el interior del hormigón. Se observa que en las vigas con arenas trituradas, el comienzo de la fisuración se produjo entre los 12 y 17 días, y para la viga con hormigón *HAN*, a los 22 días. Se destaca, que el crecimiento de las áreas de fisuras en el tiempo, registró un comportamiento diferenciado para las vigas con hormigones con arenas trituradas respecto a la viga *HAN*, resultando en este último caso, una velocidad de desarrollo del daño menor.

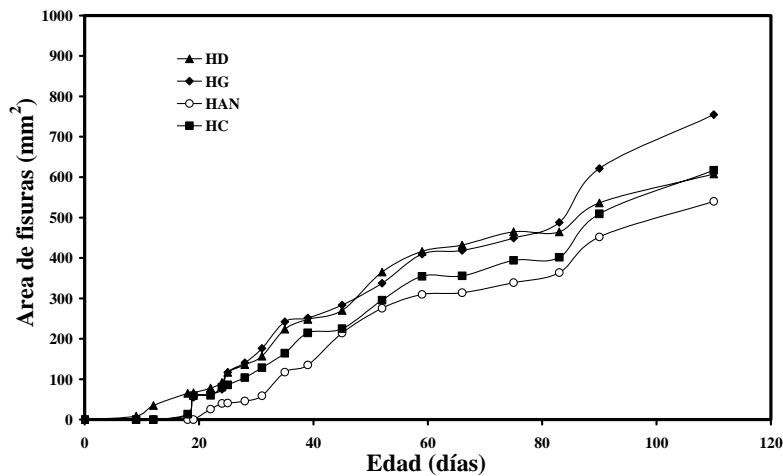


Figura 8.12: Evolución de la fisuración de las vigas de hormigón armado en el tiempo (Serie 1).

**b) Profundidad Media de Penetración de la Corrosión:** Por otra parte, en el caso de la corrosión del acero de refuerzo, en estructuras de hormigón armado, es usual expresar la pérdida de masa ocurrida durante el proceso de corrosión como la pérdida radial de la sección de la barra, que se denomina “*profundidad media de penetración de la corrosión,  $P_x$* ” (Andrade, 2010; Cabrera, 2012). La ecuación de esta profundidad media, en base a la ley de Faraday, es la siguiente:

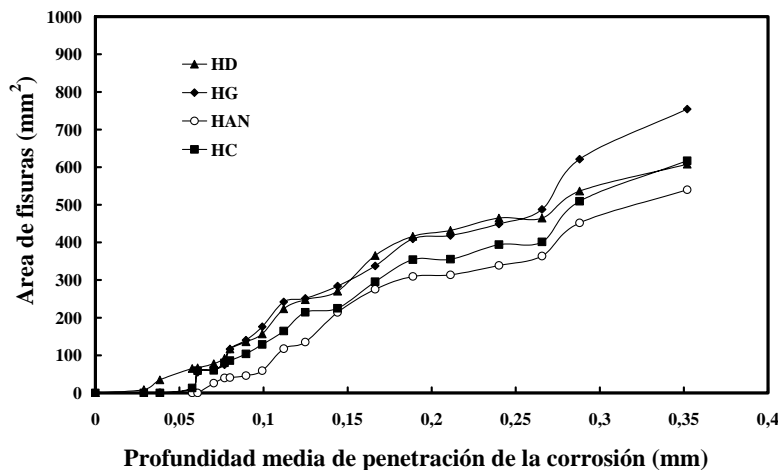
$$P_x = R_i - R_t = 0,032 i_{corr} t \quad (8.4)$$

donde:  $R_i$  es el radio inicial de la barra, en mm;  $R_t$  es radio de la barra en el tiempo de ensayo  $t$ , en mm ( $t$ , en días);  $i_{corr}$  es el valor medio de la densidad de corriente ( $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ ) durante el tiempo  $t$ , y  $0,032$  es el factor de conversión de  $\mu\text{A}/\text{cm}^2$  a mm/día para corrosión uniforme. Se considera acá una intensidad de corriente de  $100 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ . Este último valor corresponde al máximo detectado en experimentos naturales en agua de mar, y el ancho de fisura crece más de prisa con  $10 \mu\text{A}/\text{cm}^2$  que con  $100 \mu\text{A}/\text{cm}^2$  (Alonso, 1995). A pesar de estas aclaraciones, se debe recordar que en esta tesis lo que se estudia es la influencia del tipo de arena sobre el proceso de corrosión, independientemente de la densidad de corriente, ya que la misma fue una variable que se mantuvo constante. Cabe destacar, que existen estudios experimentales donde se han aplicado elevadas intensidades de corriente,  $500 \mu\text{A}/\text{cm}^2$  (Graeff, 2007; Fonseca Caetano, 2008).

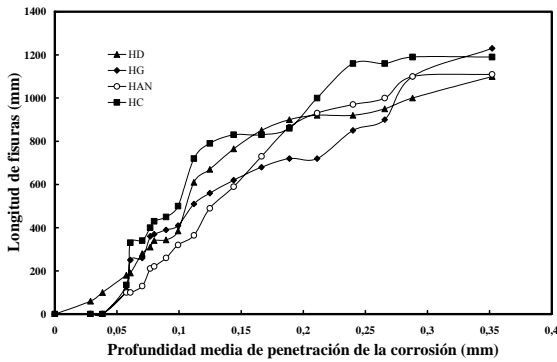
Las pérdidas de radio de las barras se calcularon suponiendo que la corriente se consumía solo en la corrosión del acero, es decir, con una eficiencia del 100 %. Es decir, que las  $P_x$  calculadas son teóricas.

En la Figura 8.13 se observa la evolución del daño frente al incremento de la profundidad de penetración teórica de la corrosión, y se destaca que los hormigones con arenas trituradas presentan un comportamiento diferencial, respecto a la viga HAN, siendo en este último caso la aparición de fisuras más tardíamente ( $\sim 10$  días). Esta figura resulta similar a la 8.12, dado que la relación entre el tiempo y el  $P_x$ , es lineal. En todos los casos, las fisuras resultaron paralelas a las armaduras principales.

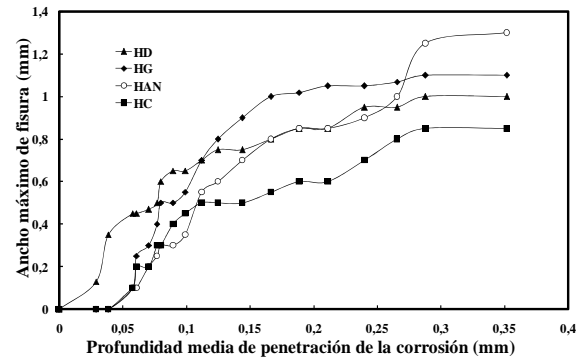
En las Figuras 8.14 y 8.15 se muestran las relaciones entre la profundidad teórica de penetración de la corrosión, y la longitud y el ancho máximo de las fisuras, respectivamente. Para la profundidad correspondiente al final del ensayo, la longitud de fisura de todas las vigas tiende a un mismo valor y, resulta ser independiente del tipo de arena. Del mismo modo que en el caso de la Figura 8.13, las Figuras 8.14 y 8.15, presentan solo un cambio de escala en el eje de las abscisas (ya que dependen del tiempo de ensayo), respecto a las Figuras 8.10 y 8.11, respectivamente.



**Figura 8.13:** Evolución de las áreas de fisuras con la profundidad media de penetración de la corrosión.



**Figura 8.14:** Longitud de fisuras vs. profundidad media de penetración de la corrosión.



**Figura 8.15:** Ancho máximo de fisuras vs. profundidad media de penetración de la corrosión.

**c) Potenciales de Corrosión:** La medida del potencial de corrosión consiste en determinar la diferencia de potencial eléctrico entre la barra de acero de refuerzo y un electrodo de referencia (en este caso  $\text{Cu}/\text{SO}_4\text{Cu}$ ), que se coloca en contacto con la superficie del hormigón húmedo. El acero de la armadura, en contacto con la solución de poros del hormigón, constituye una hemicelda, que se completa con la del electrodo de referencia para cerrar el circuito de medición, y permite inferir acerca del estado actividad de la corrosión o de pasividad de la misma. La humedad es la variable que afecta más fuertemente las lecturas de los valores de los potenciales. Por ello, estas medidas tienen un carácter cualitativo y pueden tener una difícil interpretación, entonces se emplea una clasificación del riesgo de corrosión, tal como el establecido en la Norma ASTM C 876 (ASTM C 876, 1991; Villagrán, 2012). Los rangos de potenciales son de:  $-200$  mV para el 10 % de probabilidad de corrosión, entre  $-200$  y  $-350$  mV posee una probabilidad desconocida; y menor de  $-350$  mV, la probabilidad de corrosión es mayor del 90 %. Este criterio debe ser aplicado con precaución, porque se ha desarrollado empíricamente, a partir de los datos obtenidos de tableros de puentes americanos expuestos a sales descongelantes. El potencial de la armadura no corroída en continuidad eléctrica con las zonas corroídas, se polariza hacia el potencial de estas zonas, con lo que puede predecir una alta probabilidad de corrosión; el efecto es tanto más marcado, cuanto menor es la resistividad. También influye la disponibilidad de oxígeno: cuando el flujo de oxígeno está restringido, como en las estructuras sumergidas, se detectan potenciales muy negativos, pero no son indicativos de corrosión (BRE, 1998; BRE, 2000; Bermúdez Odriozola, 2007). Otras fuentes, establecen para el caso en que se emplea un electrodo diferente, como por ejemplo el de “plata/cloruro de plata”, los rangos de potenciales son distintos:  $-75$  mV para el 10 % de probabilidad de corrosión, entre  $-75$  y  $-225$  mV posee una probabilidad desconocida; y menor de  $-225$  mV, la probabilidad de corrosión es mayor del 90 % (CEB, 1998; Bermúdez Odriozola, 2007). También, los rangos son otros si se emplea un electrodo de calomel. En la Figura 8.16, se muestran las variaciones de potencial de corrosión, medidas en el tiempo del ensayo. En la Tabla 8.6 se indican los valores más negativos medidos de potencial, durante el ensayo, y el período en que se mantuvo con una probabilidad mayor del 90 %, valores obtenidos de la Figura 8.16. Los valores se encuentran entre  $-430 \pm 22$  mV, no existiendo diferencias notables ante el cambio del tipo de arena.

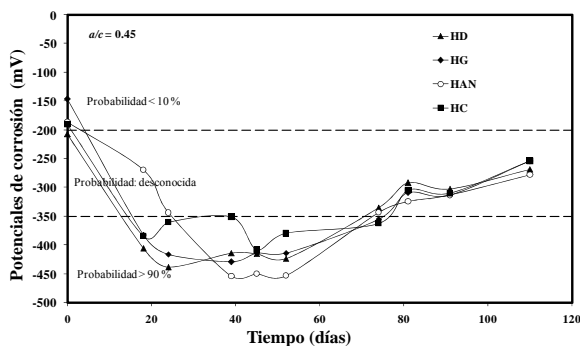
En este tipo de curvas, de ensayos de corrosión acelerada, se distinguen 3 zonas o períodos. El primero, denominado *proceso de activación*, abarca el tiempo desde la aplicación de la corriente hasta alcanzar el máximo potencial negativo, es un período corto, manifestándose en la curva con una fuerte pendiente. Abarca el cambio del estado pasivo de las barras, hasta la activación del acero, por la presencia de una solución con cloruros. El segundo período, *proceso de pseudo-pasivación*, llega hasta el momento de la aparición de las primeras fisuras, la pendiente de la curva es reducida, hay una consolidación de los óxidos confinados en la interfase “acero-hormigón”, los óxidos saturan los poros y estos ejercen una presión hasta fisurar el hormigón, venciendo su resistencia a tracción. En la tercera etapa, *etapa de fisuración*, hay una

mayor oxigenación, que tiende a reforzar la pseudo-pasivación, llevando al hierro presente en los óxidos, a un estado de mayor valencia. En este último período se produce un cambio en la calidad pasivante del óxido, facilitado por las fisuras. Este fenómeno también fue registrado en investigaciones de otros autores (Aveldaño, 2006; Schierloh, 2002).

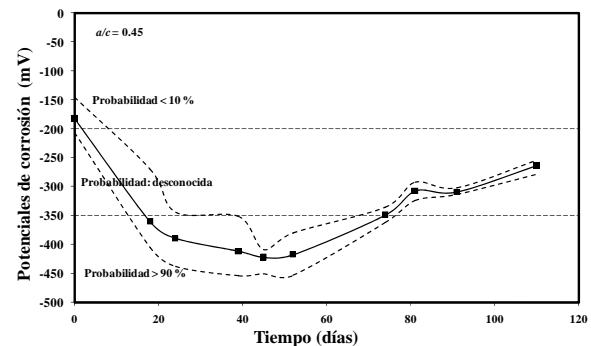
**Tabla 8.6:** Valores menores del potencial de corrosión (CSC), medidos en las probetas con hormigón de  $a/c = 0,45$ .

Viga con hormigón	Potencial, en mV	Período con probabilidad de corrosión > 90 %
<i>HG</i>	-438	Entre el día 16 y el 76
<i>HD</i>	-423	Entre el día 13 y el 71
<i>HC</i>	-410	Entre el día 14 y el 78
<i>HAN</i>	-453	Entre el día 24 y el 73

En la Figura 8.16, se observan claramente las tres etapas mencionadas y, en la Figura 8.17, se muestra el valor medio de los resultados correspondientes a las cuatro vigas, y la franja donde se encuentran todos los valores medidos. Las tendencias observadas son similares para los cuatro tipos de hormigones, y los valores de teóricos (Tabla 8.9) de aparición de la primera fisura, coinciden con los obtenidos de las curvas de variación de potenciales, cuando se llega al valor de aproximadamente -350 mV.



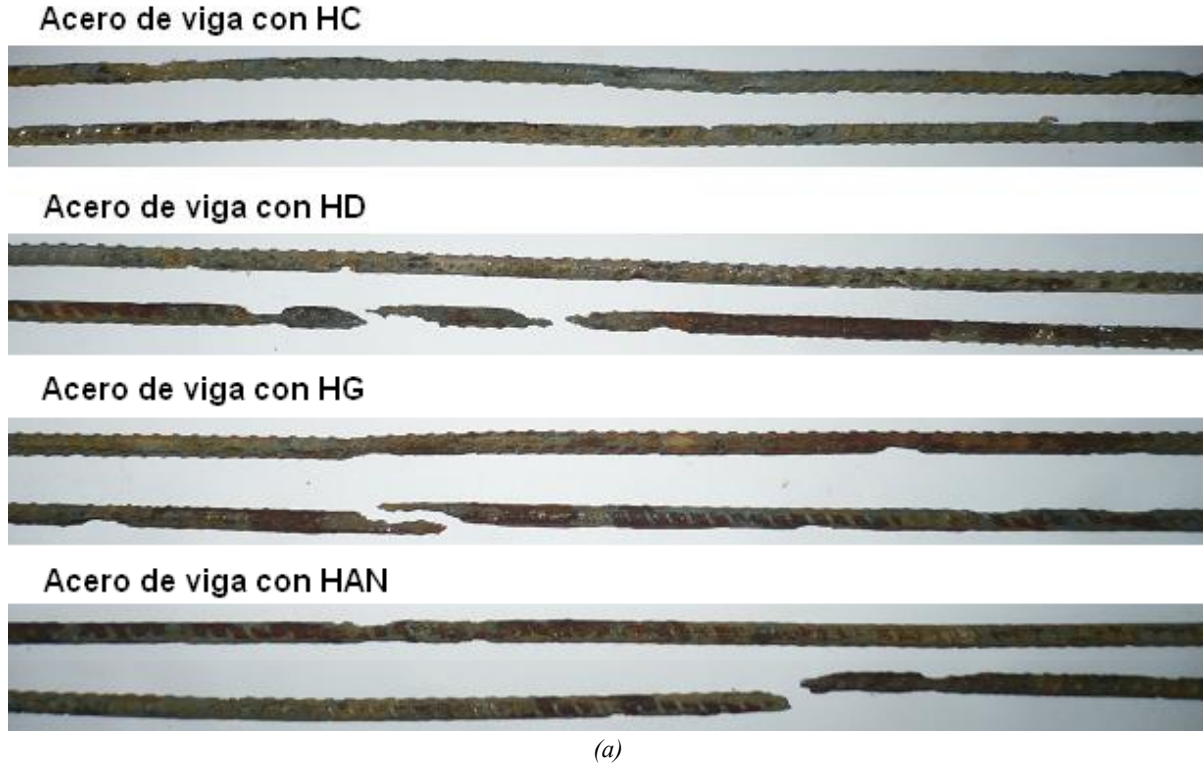
**Figura 8.16:** Variación de los potenciales de corrosión con el tiempo (Serie 1).



**Figura 8.17:** Variación de los potenciales de corrosión con el tiempo, promedio de las cuatro vigas (Serie 1).

**d) Gravimetría:** Al finalizar el ensayo, se extrajeron las barras y los estribos del sector afectado por la corrosión, se limpiaron mediante el decapado químico (solución de ácido clorhídrico 1:1, con hexametileno tetramina que actúa como inhibidor de la corrosión durante la limpieza de las armaduras) y, se calcularon las pérdidas gravimétricas respecto al peso inicial de las barras.

Las Figuras 8.18 a y b muestran que la corrosión de las barras no fue totalmente generalizada, como era de suponer, por la presencia de cloruros, existiendo ataques localizados. La morfología de las barras al final del ensayo es similar para las cuatro vigas. En cambio, las armaduras inferiores no resultaron afectadas por la corrosión (Figuras 8.18.c). La pérdida de acero de la parte central de las armaduras y de la parte superior de los estribos, estuvo comprendida en  $26,5 \pm 2,5$  %, para las cuatro vigas en estudio. Las pérdidas de las armaduras fueron de 29,1 %, 30,4 %, 25,8 % y 24,9 %, para los hormigones *HC*, *HD*, *HG* y *HAN*, respectivamente.



**Figura 8.18:** Barras corroídas extraídas de las vigas después de finalizado el ensayo (a), estribos corroídos (b) y armadura inferior no afectada (c).

**Velocidad de corrosión:** La velocidad de corrosión en este ensayo acelerado,  $VC$ , se calculó empleando la Ecuación 8.5, que aparece en la Norma ASTM G 1 (ASTM G 1, 2003).

$$VC = (K * W)/(t * \delta * A) \quad (8.5)$$

donde:  $K$  corresponde a una constante para el ajuste de unidades (vale  $8,76 \cdot 10^7$ , para obtener la  $VC$  en  $\mu\text{m/año}$ ),  $t$  es el tiempo de exposición en horas,  $W$  es la masa pérdida en gramos,  $\delta$  es la densidad del material en  $\text{g/cm}^3$  y  $A$  es el área de exposición de las barras en  $\text{cm}^2$ .

Las velocidades obtenidas en este ensayo acelerado, empleando la Ecuación 8.5, fueron de 2.601, 2.747, 2.752 y 2.896  $\mu\text{m/año}$ , para las vigas *HC*, *HD*, *HG* y *HAN*, respectivamente. Los valores resultan extremadamente altos si se los compara con los medidos en un proceso de corrosión natural, dado que velocidades de corrosión entre 10 y 100  $\mu\text{m/año}$  se considera un nivel de corrosión “*alto*” (Manual Contecvet, 2000).

### 8.3.1.2.- Discusión de los Resultados Obtenidos en Vigas con Relación $a/c = 0,45$

#### a) Seguimiento de la Fisuración:

En la mayoría de los casos, de un modo similar al diagrama de Tutti, en el proceso de fisuración se pueden establecer dos etapas. La primera de ellas, se corresponde con la generación de la fisura, y la segunda etapa, con la propagación de la misma, con el movimiento de los óxidos a través de ella. Puede existir una tercera etapa, hasta que se produce el desprendimiento del hormigón de recubrimiento.

**Longitud de fisuras:** Las curvas de la Figura 8.10, resultan análogas a las de la Figura 8.14 y, habiéndoseles realizado una regresión lineal, para relacionar la longitud de fisuras ( $L$ ) y el tiempo ( $t$ ); en todos los casos resultaron rectas con adecuados coeficientes de regresión (Tabla 8.7). Al finalizar el ensayo, la sumatoria de la longitud de fisuras de cada viga tendió a similares valores,  $1.160 \pm 70$  mm.

**Tabla 8.7:** Relación entre la longitud total de fisuras y el tiempo.

Mezcla	Longitud de fisuras en función del tiempo, ( $L$ en mm, y $t$ en días)	$R^2$
<i>HG</i>	$L = 11,644 * t + 11,800$	0,96
<i>HD</i>	$L = 11,422 * t + 62,820$	0,89
<i>HC</i>	$L = 13,046 * t + 66,516$	0,89
<i>HAN</i>	$L = 13,027 * t - 73,856$	0,94

**Ancho máximo de fisuras:** La regresión lineal realizada con los resultados del ancho máximo de fisura ( $w$ ) y el tiempo ( $t$ ) (Figura 8.11), permitió obtener las ecuaciones que se indican en la Tabla 8.8, con sus respectivos coeficientes de correlación. A los 90 días de ensayo, el valor del ancho máximo de fisuras tendió a estabilizarse, y los valores finales de las 4 vigas fueron diferentes, correspondiendo a la viga con *HAN*, el mayor valor. La diferencia encontrada puede relacionarse con la diferencia en los valores de resistencia mecánica de los distintos hormigones.

**Tabla 8.8:** Relación entre el ancho máximo de fisura y el tiempo.

Mezcla	Ancho máximo de fisura en función del tiempo, ( $w$ en mm, y $t$ en días)	$R^2$
<i>HG</i>	$w = 0,0124 * t + 0,336$	0,93
<i>HD</i>	$w = 0,0084 * t + 0,289$	0,81
<i>HC</i>	$w = 0,0088 * t + 0,051$	0,89
<i>HAN</i>	$w = 0,0137 * t - 0,055$	0,95



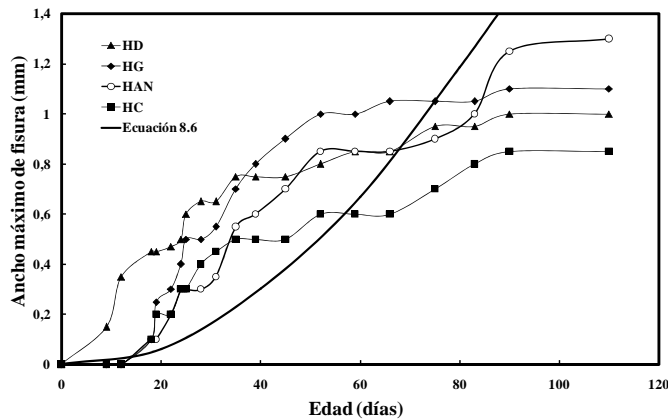
El ancho máximo de fisura, al final del ensayo, cuando los productos de corrosión tienen una mayor posibilidad de moverse por las grietas sin ocasionar presiones, dado el elevado nivel de fisuración, se puede correlacionar con la resistencia del hormigón. La presión radial sobre el hormigón que ejercen los óxidos e hidróxidos de hierro, una vez que saturan los poros cercanos a la barra de acero, se incrementa hasta superar el valor de la resistencia a tracción del material, y aparece el proceso de propagación de las fisuras. Se debe destacar que ninguno de los modelos empíricos (basado en el análisis de regresión de datos experimentales y observaciones) es afectado explícitamente por el tipo de productos de corrosión, ésta es una cuestión para algunos modelos analíticos (basado en los conceptos de mecánica del sólido) y numéricos (emplean elementos finitos, y hacen un tratamiento más conveniente de características de los materiales y complejidades geométricas) (Jamali, 2013).

Por otra parte, en la tesis de Moreno Fernández se analizan los ensayos realizados por Vidal, sobre vigas de hormigón armado, expuesta en forma natural entre 14 y 17 años, estacionadas en ambiente con cloruros, que permitieron establecer un modelo sencillo que relaciona el ancho de fisuras ( $w$ ) con la pérdida de sección de armaduras ( $A_0 - A$ ), en  $\text{mm}^2$ , Ecuación 8.6, (Moreno Fernández, 2008; Vidal, 2004).

$$w \text{ (mm)} = k (A_0 - A) \quad R^2 = 0,82 \quad (8.6)$$

donde:  $k$  es una constante que vale  $0,057$ , en  $\text{mm}^{-1}$ .

La Ecuación 8.6 es independiente de la relación “ $C/\varnothing$ ” y del diámetro de la barra, excepto para cuando comienza la fisura de inicial (Vidal, 2004). Luego, calculando los radios con la Ecuación 8.4, se pudo obtener el ancho de fisura en función de la edad, con el modelo de Vidal. La curva resultante se grafica en la Figura 8.19, y la misma presenta una curvatura y un desarrollo diferente a los valores experimentales de esta tesis, obtenidos por medio de un ensayo acelerado y con el ingreso de cloruros desde el exterior.



**Figura 8.19:** Comparación entre el modelo de Vidal y los resultados experimentales.

El crecimiento de la longitud de fisuras indica el avance de la corrosión a lo largo de las barras, en cambio, el aumento del ancho máximo de fisuras, se asocia con una mayor disolución del acero en determinados puntos de las barras. Entonces, analizando en la Figura 8.20 el desarrollo del ancho y de la longitud en las vigas realizadas con los hormigones *HAN* y *HC*, el crecimiento en forma relativa, es similar a ambos valores geométricos, salvo que a partir del 80 % del proceso, la longitud lo hace en forma más acelerada. En cambio, el hormigón *HD* al comienzo el desarrollo del ancho es más importante que el de la longitud de fisuras, hasta un 60 % del ancho máximo de fisura final. Para el hormigón *HG*, hasta un 40 % del ancho final de fisura, la longitud evoluciona en forma similar, y a partir de allí, el crecimiento del ancho es mayor que el del largo de las fisuras. En estos comportamientos se debe tener en cuenta la resistencia del

hormigón, y también, la forma de las partículas de arena ya que esta puede generar mayores o menores puntos de concentración de tensiones. Las partículas más redondeadas, *HAN* y *HC*, se desarrollan alrededor de la bisectriz de la Figura 8.20, en las otras dos vigas, como se comentó, *HD* y *HG*, la velocidad de disolución relativa del acero es mayor que el crecimiento de las zonas de corrosión.

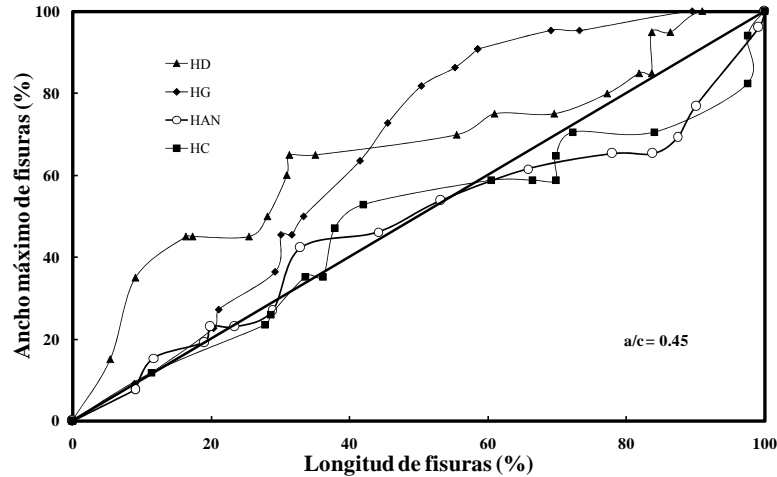


Figura 8.20: Evolución relativa del ancho y de la longitud de fisuras.

**Áreas de fisuras:** Las áreas de fisuras de las vigas con hormigones elaborados con arenas trituradas, estuvieron comprendidas entre 755 y 617 mm<sup>2</sup>, en cambio, para la viga con *HAN* el área fue menor de 540 mm<sup>2</sup>, es decir, un 82 % del promedio de los valores de las vigas con arenas trituradas. En la Tabla 8.9 se describe la relación encontrada entre el área de fisuras y la edad de ensayo (para el período de propagación, Figura 8.12), y además, la edad teórica de aparición de la primera fisura, obtenida de las ecuaciones que se indican en la mencionada tabla. En términos prácticos, las rectas tienden a ser paralelas, observándose una mayor pendiente en la recta *HG*, que es del orden de un 15 % mayor que el promedio de las cuatro rectas. Respecto a los óxidos, los mismos presentaron una coloración marrón-anaranjada, debida a la presencia de Fe<sup>+2</sup>.

Tabla 8.9: Relación entre el daño (área de fisuras de vigas) y el tiempo (Serie 1).

Mezcla	Área en función del tiempo, ( $AF$ en mm <sup>2</sup> , y $t$ en días)	R <sup>2</sup>	Tiempo de aparición de la primera fisura:	
			Teórico (días)	Experimental (días)
<i>HG</i>	$AF = 7,517 * t - 75,22$	0,98	10	18
<i>HD</i>	$AF = 6,383 * t - 30,06$	0,96	5	12
<i>HC</i>	$AF = 6,246 * t - 62,71$	0,98	10	18
<i>HAN</i>	$AF = 6,009 * t - 96,51$	0,97	16	22

Finalmente, se ha comprobado que el tiempo hasta la aparición de la primera fisura (0,05 – 0,10 mm) es relativamente corto (etapa de generación). Después de que se generó la fisura, su evolución es relativamente lenta (etapa de propagación); y luego, el tiempo hasta llegar a producirse desprendimientos del recubrimiento, es relativamente largo.

**b) Profundidad Media de Penetración de la Corrosión:** En la Tabla 8.10 se muestra la equivalencia entre los ejes de las abscisas cuando la fisuración se analiza respecto a la edad o a la  $P_x$ , en base a la Ecuación 8.4, con el fin de facilitar la lecturas de los gráficos, y se aprecia que cada 10 días de ensayo la penetración

teórica del ataque se incrementa aproximadamente 0,032 mm. De la Figura 8.13, se obtuvo que el avance de la corrosión para provocar la primera fisura, los valores de  $P_x$  fueron 38, 61, 58, 58  $\mu\text{m}$ , para las vigas elaboradas con los hormigones *HD*, *HC*, *HG* y *HAN*, respectivamente. Los valores resultan coherentes con valores existentes en la bibliografía (Alonso, 1994; Andrade, 1995; Schierloh, 2002).

**Tabla 8.10:** Relación entre la escala de tiempo y la de profundidad media de penetración de la corrosión.

Edad (días)	0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	110
$P_x$ (mm)	0	0,032	0,064	0,096	0,128	0,160	0,192	0,224	0,256	0,288	0,320	0,352

**c) Determinación del Potencial Respecto a un Electrodo de  $\text{Cu}/\text{CuSO}_4$ :** En las experiencias que se analizan, los valores más negativos de potenciales medidos figuran en la Tabla 8.6, siendo el de mayor valor absoluto, el correspondiente a la viga con *HAN*. Las vigas con arenas trituradas llegaron al potencial de probabilidad de corrosión mayor al 90 % (-350 mV) a los 18 días, y en cambio, la viga con *HAN* alcanzó dicho valor 9 días después. Este efecto se puede vincular con la aparición de la primera fisura en esta viga, que también ocurrió más tarde que en las restantes. Luego, a partir de aproximadamente el día número 70, se produjo en todas las vigas un efecto pasivante, y al finalizar el ensayo, los valores del potencial de todas las vigas fueron prácticamente coincidentes, entre -254 y -278 mV.

Experiencias con la misma metodología, salvo el empleo de una mayor relación *a/c*, los valores mínimos de potenciales de corrosión estuvieron en el orden de -500 mV (Aveldaño, 2007), siendo un poco menor a los medidos en estas experiencias (Tabla 8.6). Valores similares se obtuvieron, con el curado normal, empleando la misma metodología (Schierloh, 2002).

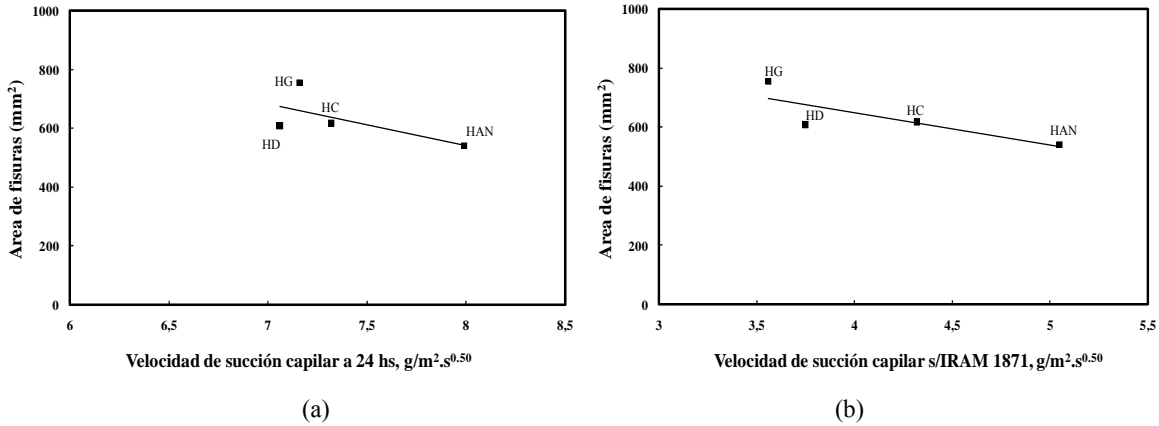
**d) Gravimetría:** Shierloh estudió la fisuración de vigas similares a las de ésta tesis, con relación *a/c* = 0,60, empleando diferentes agregados y tipos de curado. Las vigas se dividieron en 5 grupos que fueron curados de la siguiente manera: normal (*CN*: a  $20 \pm 2^\circ\text{C}$  y HR > 95% durante 28 días), en ambiente de laboratorio (*CL*: a  $20 \pm 2^\circ\text{C}$  y HR  $\cong$  50% hasta los 28 días), en mufla (*CM*: a  $40 \pm 5^\circ\text{C}$  y HR  $\cong$  13% durante los primeros 7 días, y luego en ambiente de laboratorio hasta los 28 días), en ambiente exterior (*CE*: estacionadas en época de invierno a una temperatura media de 6  $^\circ\text{C}$  durante 28 días) y bajo la acción del viento (*CLV*: simulando en laboratorio una velocidad de  $10 \pm 1$  Km/h, aplicado durante los primeros 7 días, y luego almacenadas en laboratorio hasta los 28 días). Las pérdidas de acero fueron de 30,8 %, 28,4 %, 32,8 %, 34 % y 35 % para los curados *CN*, *CL*, *CM*, *CE* y *CLV*, respectivamente (Schierloh, 2002; Cabrera, 2011). Estos valores resultaron superiores a los obtenidos en la Serie 1, con relación *a/c* = 0,45, porque se debe tener en cuenta que la porosidad del hormigón de recubrimiento fue modificada por el tipo de curado y la relación *a/c*.

Como referencia se puede tener en cuenta que con la misma metodología y tipo de vigas, aunque con una relación *a/c* = 0,58, para un tiempo similar de ensayo, se obtuvo una pérdida de peso en el acero de 26,3% (Aveldaño, 2007).

### 8.3.1.3.- Relación entre el tipo de agregado fino y la fisuración en la Serie 1

La penetración de cloruros en los primeros centímetros de recubrimiento del hormigón depende de la succión capilar, pero la penetración a profundidades mayores está gobernada por la difusión a largo plazo. En una superficie seca, la toma de iones cloruro se produce por absorción; la solución de cloruros se absorbe por las microfisuras y poros vacíos, penetrando al hormigón por succión capilar. Si la superficie está húmeda, la entrada inicial es por permeabilidad o difusión (Song, 1998).

De acuerdo con el análisis realizado anteriormente, la morfología de las partículas de agregado fino influyen en la velocidad de succión capilar, es decir en la forma que ingresan los fluidos al interior del hormigón. En las Figuras 8.21.a y 8.21.b se relaciona esta propiedad del hormigón con el daño medido en las vigas de la Serie 1, y se observa una mejor correlación en el caso que se emplea el valor de succión capilar calculado de acuerdo con la norma IRAM 1971. Efectuando las regresiones correspondientes a las velocidades de succión capilar ( $SC$ , en  $g/m^2 \cdot s^{0.50}$ ), aplicando la Norma IRAM 1871, y el daño ( $AF$ , en  $mm^2$ ), se obtuvo la Ecuación 8.7.

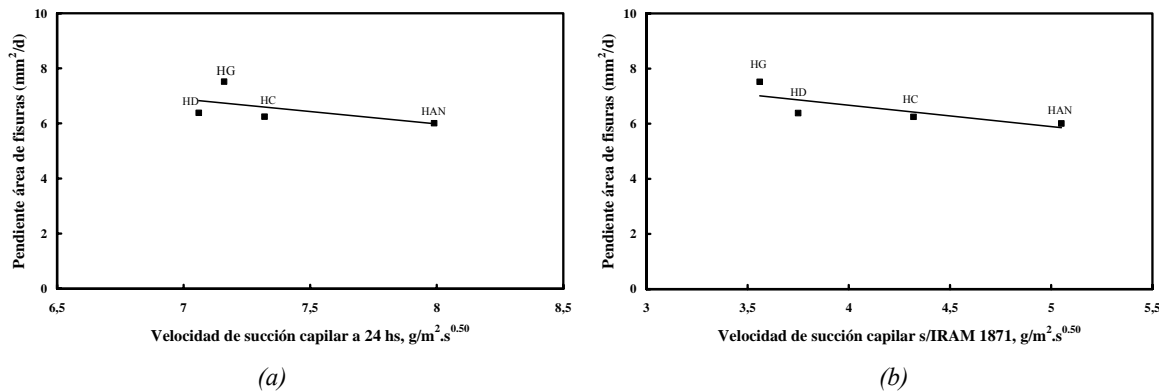


**Figura 8.21:** Relación entre el daño final y la velocidad de succión capilar: (a) a 24 hs y, (b) s/IRAM 1871(Serie 1).

$$AF = -109,9 * SC_{1871} + 1088 \quad (R^2 = 0,70) \quad (8.7)$$

En las dos figuras, se observa que a medida que la velocidad de succión capilar se incrementa, el área de fisuras disminuye; es decir, que la mayor succión capilar está asociada a una estructura de poros que facilita el movimiento de los productos de corrosión, disminuyendo las presiones internas. En estas figuras también se demuestra que el tipo de arena influye en los procesos de corrosión de un modo significativo.

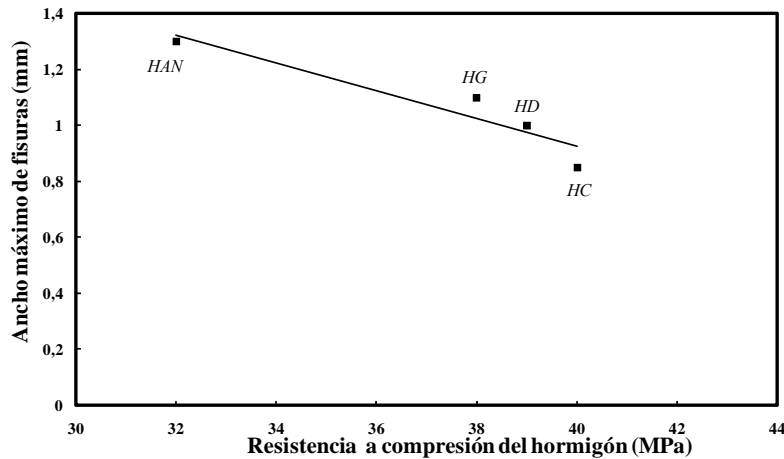
Otro análisis efectuado, se indica en las Figuras 8.22.a y 8.22.b donde se relacionan las velocidades de crecimiento del área de fisuras (de daño o deterioro, valorada por la pendiente de las rectas de la Figura 8.12), y de succión capilar a 24 hs., y la obtenida de acuerdo con la Norma IRAM 1871, respectivamente. El comportamiento que se observa en los dos casos es similar, siendo la velocidad de desarrollo del daño decreciente con el incremento de la velocidad de succión capilar. Este comportamiento se asocia nuevamente a la mayor facilidad de “movimiento” de los productos de corrosión cuando la succión capilar es mayor, disminuyendo la presión interna que origina la fisuración de las vigas, como es el caso de la viga con HAN. Entonces, la velocidad de propagación del daño se ve afectada por el tipo de agregado fino.



**Figura 8.22:** Relación entre la velocidad de crecimiento del daño y de succión capilar, (a) a 24 hs y (b) s/IRAM 1871.

Resumiendo, el comportamiento observado está asociado con el hecho que las arenas con mayor rugosidad confieren una mayor tortuosidad a las interfaces, que por un lado provocan una menor velocidad de succión capilar, y por otro, ese efecto hace que los óxidos e hidróxidos producidos durante la corrosión de las armaduras se ven dificultados en moverse dentro del hormigón, lo que genera una mayor presión interna que provoca una mayor tensión de tracción en los poros del hormigón, y la posterior fisuración del mismo.

Se puede establecer que manteniendo constante las proporciones de los componentes del hormigón y el acero, aquellas mezclas que tienen partículas redondeadas, si bien presentan una mayor velocidad de succión capilar también ven reducido el tiempo de aparición de la primera fisura y el daño (medido por el área de fisuras) resulta menor. En la Figura 8.23 se muestra la relación encontrada entre el ancho máximo de fisura (al final del ensayo) y la resistencia a compresión del hormigón a los 28 días, edad en la que comenzó el ensayo de corrosión acelerado. Es decir, en los hormigones de menor resistencia, ante la presión de los productos de hidratación, el ancho de fisura resultó mayor. Comprobándose de este modo que el tipo de arena influyó en el ancho máximo de fisura.



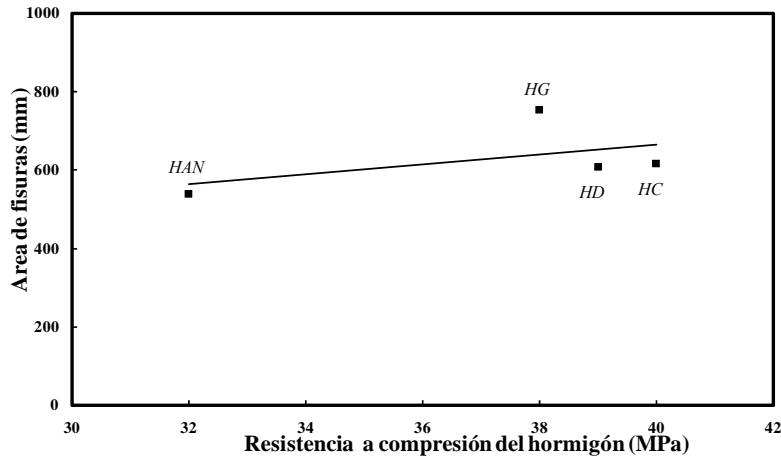
**Figura 8.23:** Relación entre el ancho máximo final de fisuras y la resistencia a compresión del hormigón.

Además, el ancho máximo de fisura al final del ensayo ( $w$ , en mm) depende de la resistencia a compresión del hormigón,  $f'_c$ , en MPa (Ecuación 8.8) la cual está influenciada, como se indicó anteriormente, por el tipo de agregado fino.

$$w = -0,0494 f'_c + 2,901 \quad R^2 = 0,88 \quad (8.8)$$

En la Figura 8.24 se muestra que a mayor resistencia del hormigón, el área fisurada es mayor. Cuando la resistencia es más baja, la porosidad es mayor y la presión de los productos de corrosión es menor. De esta forma el daño de las vigas es menor.

Ajustando por regresión lineal, la parte de las curvas de la Figura 8.12, en el sector que abarca la mayor parte del tiempo de ensayo (hasta los 90 días), se obtuvo un gráfico similar al del modelo de Tutti (Tutti, 1982) que vincula al daño de las vigas con el tiempo de ensayo. Este modelo ha sido aplicado por varios autores para el cálculo de la vida útil de las estructuras que se resumen en varios manuales (DURAR, 2000; Manual Contecvet, 2000). De este modo, se obtuvieron las ecuaciones que vinculan al área de fisuras ( $AF$ ) con el tiempo ( $t$ ) que se indican en la Tabla 8.9.



**Figura 8.24:** Relación entre el área final de fisuras y la resistencia a compresión del hormigón.

De dichas ecuaciones se pudieron obtener los *tiempos teóricos de inicio de la fisuración* que muestran una importante diferencia ( $\sim 6$  días) entre el grupo de hormigones con arena trituradas, respecto al que contenía *HAN*. Esta diferencia de comportamiento, se puede atribuir a los cambios en la tortuosidad de las interfaces “*pasta-agregado fino*”, dado que las otras variables de las mezclas se mantuvieron constantes. Una mayor tortuosidad de las interfaces provoca una mayor dificultad en el “movimiento” de los óxidos e hidróxidos que incrementan la presión interna, responsable de la fisuración del hormigón.

### 8.3.2- Resultados Obtenidos con las Vigas de la Serie 2

#### 8.3.2.1.- Evaluación del Comportamiento de Vigas de Hormigón Armado Sometidas a Corrosión Acelerada con Curado Normal (Serie 2, con Relación $a/c = 0,50$ )

La resistencia a compresión de los hormigones de esta serie de vigas realizadas con arenas trituradas, a los 28 días, fue de  $34 \pm 1,5$  MPa. Para la mezcla con arena natural (*HAN*) se observa un valor de resistencia más bajo respecto a los valores medios con arenas trituradas, ( $\sim 82\%$ ). En este caso, la forma redondeada y la textura superficial pulida son responsables, en parte, de este comportamiento diferencial. Respecto a la velocidad de succión capilar de los hormigones elaborados con arenas trituradas, fue de  $8 \pm 0,30$   $\text{g/m}^2 \cdot \text{s}^{0,50}$ . La velocidad de succión capilar de los *HAN* es de un  $\sim 26\%$  mayor. Al finalizar el ensayo, la capacidad de succión de todas las mezclas, en cada serie, fue prácticamente constante, no existiendo diferencias en este parámetro, atribuibles al tipo de arena de las mezclas.

##### a) Seguimiento de la Fisuración

**Longitud de fisuras:** La aparición de las fisuras en las vigas elaboradas con hormigones con relaciones  $a/c = 0,50$ , y la evolución de la longitud de las mismas, se muestra en la Figura 8.25. La mayoría de las fisuras resultaron ser paralelas a las armaduras principales y se encontraron dentro de la zona humectada con la solución de cloruros. La morfología de la fisuración en este grupo de vigas resultó similar a la representada en las Tablas 8.4 y 8.5. Las vigas con hormigones *HG* y *HAN* tienen un desarrollo similar, y en forma más retrasada, por otro lado, se agrupan las vigas con *HD* y *HC*. La aparición de la primera fisura para el primer grupo, ocurre entre los 17 y 18 días y en el segundo grupo, entre los 22 y 24 días.

**Ancho máximo de fisuras:** Respecto a la evolución de los anchos máximos de fisuras, al igual que los valores de la longitud de fisuras se agrupan en dos, por un lado los resultados de las vigas *HAN* y *HG*, y por el otro, las vigas *HD* y *HC* (Figura 8.26).

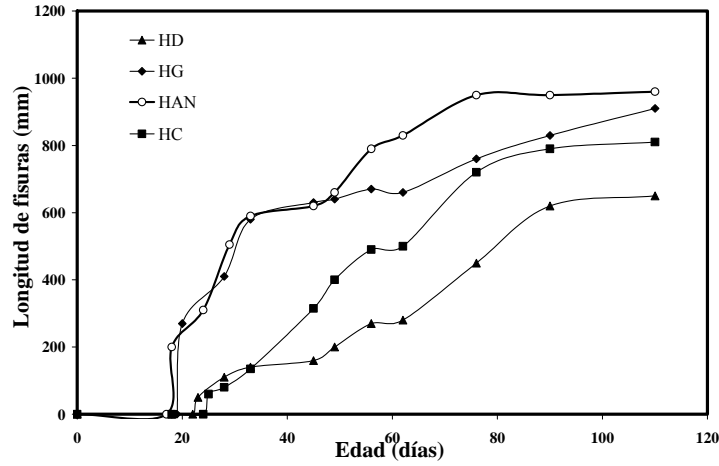


Figura 8.25: Evolución de la longitud de fisuras en el tiempo (Serie 2,  $a/c = 0,50$ ).

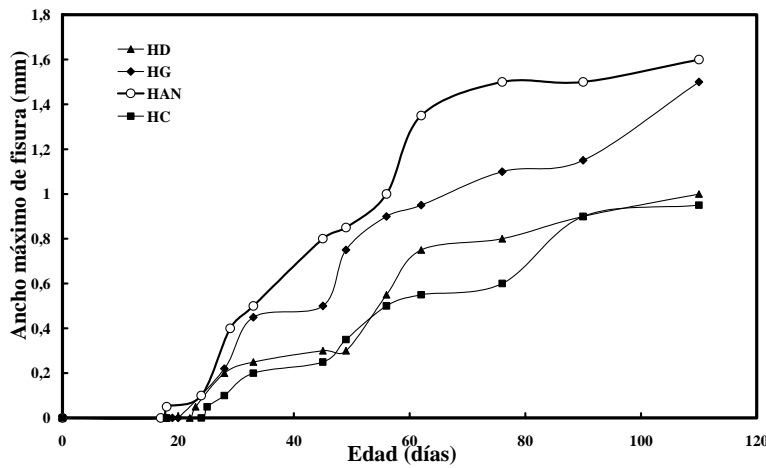


Figura 8.26: Evolución del ancho máximo de fisura en el tiempo (Serie 2,  $a/c = 0,50$ ).

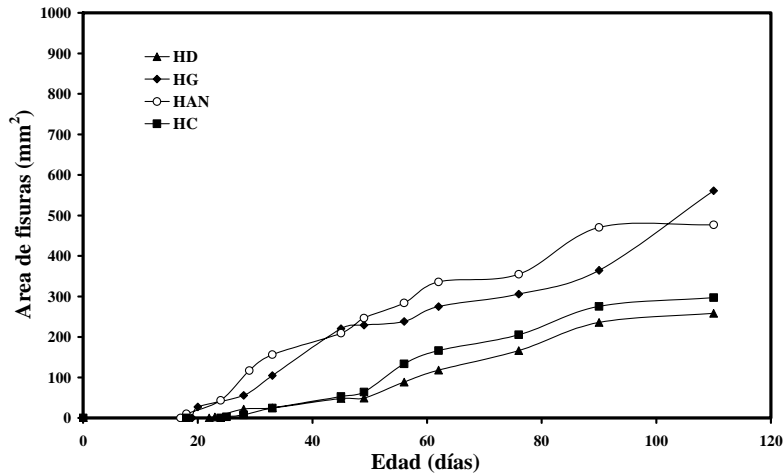
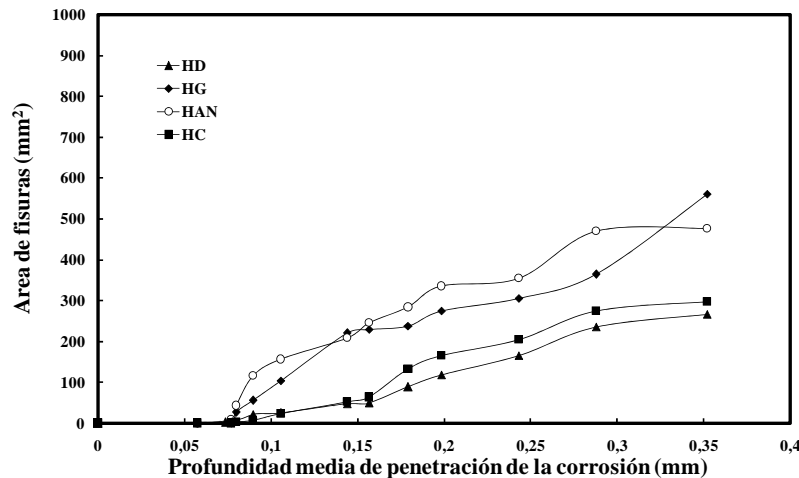


Figura 8.27: Evolución de la fisuración de las vigas de hormigón armado en el tiempo (Serie 2,  $a/c = 0,50$ ).

**Área de fisuras:** En la Figura 8.27 se presenta el desarrollo de las áreas de fisuras en el tiempo. Las vigas con *HAN* y *HG* tienen un desarrollo similar, y las otras, se encuentran separadas de las primeras, teniendo entre ellas también, un comportamiento casi idéntico.

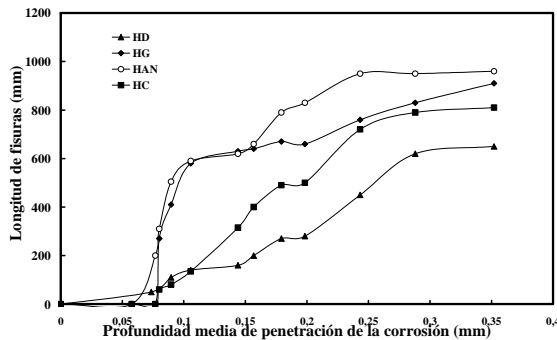
### b) Profundidad Media de Penetración de la Corrosión

En la Figura 8.28 se observa la evolución del daño frente al incremento de la profundidad de penetración teórica de la corrosión, y se destaca que el hormigón con *HAN* presentó un mayor área de fisuras durante casi todo el ensayo (salvo el último valor). Esta figura resulta similar a la 8.27, dado que la relación entre el tiempo y el  $P_x$ , es lineal. En todos los casos las fisuras resultaron paralelas a las armaduras principales.

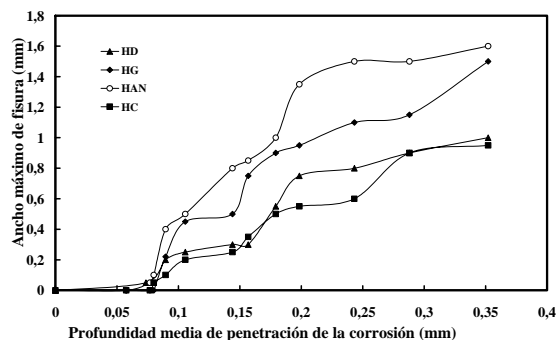


**Figura 8.28:** Evolución de las áreas de fisuras con la profundidad media de penetración de la corrosión.

En las Figuras 8.29 y 8.30 se brinda la relación encontrada entre la profundidad media de penetración y la longitud de fisuras y ancho máximo, al finalizar el ensayo, respectivamente.



**Figura 8.29:** Longitud de fisuras vs. profundidad media de penetración de la corrosión.



**Figura 8.30:** Ancho máximo de fisuras vs. profundidad media de penetración de la corrosión.

### c) Potenciales de Corrosión para Vigas con Hormigón con Relación $a/c = 0,50$

Los menores potenciales obtenidos en esta serie de hormigones (Tabla 8.11), se encuentran en un rango comprendido entre -480 y -520 mV (con un valor promedio de -503 mV). Valores más negativos que los obtenidos con la Serie 1, donde el rango fue de -410 y -453 mV (con un valor promedio de -431 mV).

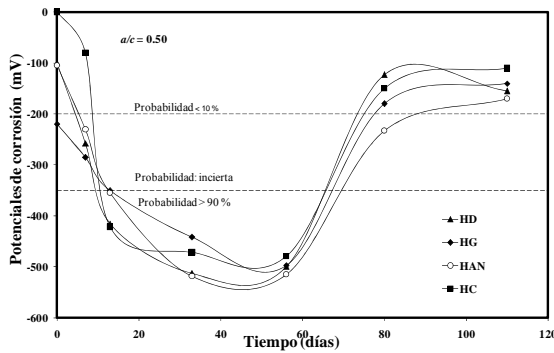


También, se destaca que los tiempos en alcanzar la probabilidad de corrosión mayor del 90 %, en la Serie 2, son menores (3 días en promedio), y el período con valores menores a -350 mV son similares.

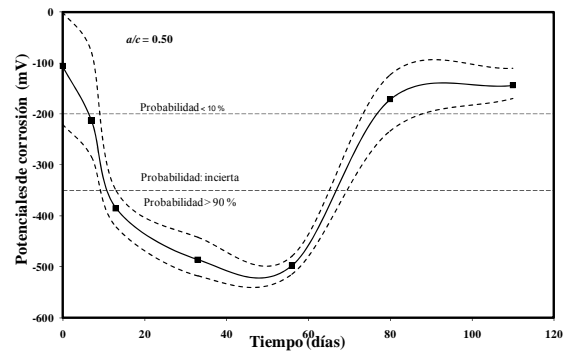
**Tabla 8.11:** Valores menores del potencial de corrosión (CSC), medidos en las probetas con hormigón de  $a/c = 0,50$ .

Viga con hormigón	Potencial, en mV	Período con probabilidad de corrosión > 90 %
<i>HG</i>	-500	Entre el día 13 y el 67
<i>HD</i>	-513	Entre el día 9 y el 65
<i>HC</i>	-480	Entre el día 11 y el 65
<i>HAN</i>	-520	Entre el día 13 y el 70

La Figura 8.31 corresponde a la variación de los potenciales de corrosión durante el ensayo mientras que en la Figura 8.32 se muestra el valor medio de los resultados correspondientes a las cuatro vigas, y la franja donde se encuentran comprendidos todos los valores medidos. Se aprecia un proceso de activación, que llega a un valor de máxima actividad, para luego registrarse un proceso de pseudo-pasivación, similar al registrado en la Figura 8.16. Las tendencias observadas son similares para los cuatro tipos de hormigones, y los valores teóricos (Tabla 8.14) de aparición de la primera fisura, difieren levemente con los obtenidos de las curvas de variación de potenciales, cuando se llega al valor de aproximadamente -350 mV.



**Figura 8.31:** Variación de los potenciales de corrosión con el tiempo (Serie 2,  $a/c = 0,50$ ).



**Figura 8.32:** Variación de los potenciales de corrosión con el tiempo, promedio de las cuatro vigas (Serie 2,  $a/c = 0,50$ ).

### 8.3.2.2.- Discusión de los Resultados de las Vigas de la Serie 2

#### a) Seguimiento de la Fisuración

**Longitud de fisuras:** La longitud de fisuras final, al finalizar el ensayo, es menor que en el caso de la serie de vigas con relación  $a/c = 0,45$ , los valores finales se encuentran en un rango de  $805 \pm 155$  mm. Si se considera la longitud correspondiente a la viga *HAN* como 100 %, la longitud para las vigas con hormigones *HG*, *HC* y *HD*, son de 95, 84 y 68 %, respectivamente.

Las curvas de la Figura 8.25, resultan análogas a las de la Figura 8.29 y, habiéndoseles realizado una regresión lineal, para relacionar la longitud de fisuras ( $L$ ) y el tiempo ( $t$ ); en todos los casos resultaron rectas con adecuados coeficientes de regresión (Tabla 8.12).

**Tabla 8.12:** Relación entre la longitud total de fisuras y el tiempo (Serie 2,  $a/c = 0,50$ ).

Mezcla	Longitud de fisuras en función del tiempo, ( $L$ en mm, y $t$ en días)	$R^2$
<i>HG</i>	$L = 6,161 * t + 285,4$	0,87
<i>HD</i>	$L = 7,392 * t - 129,8$	0,96
<i>HC</i>	$L = 9,882 * t - 137,2$	0,93
<i>HAN</i>	$L = 8,145 * t + 231,2$	0,83

**Ancho máximo de fisuras:** Al igual que en la Serie 1, los valores finales del ancho de fisura son diferentes para cada tipo de hormigón. La regresión lineal de los resultados del ancho máximo de fisura ( $w$ ) y el tiempo ( $t$ ) (Figura 8.26), permitió obtener las ecuaciones que se indican en la Tabla 8.13, con sus respectivos coeficientes de correlación. A los 90 días de ensayo, el valor del ancho máximo de fisuras de las vigas con *HD* y *HD* tendió a estabilizarse, y a los 110 días, los valores finales de las vigas con *HAN* y *HC* tienden a converger. Para cada uno de los dos grupos, las pendientes son iguales, en el caso de las vigas con *HD* y *HC*, el valor es de 0,011. En el otro grupo, los valores son mayores, entre un 36 y un 64 %.

**Tabla 8.13:** Relación entre el ancho máximo de fisura y el tiempo (Serie 2,  $a/c = 0,50$ ).

Mezcla	Ancho máximo de fisura en función del tiempo, ( $w$ en mm, y $t$ en días)	$R^2$
<i>HG</i>	$w = 0,015 * t - 0,137$	0,93
<i>HD</i>	$w = 0,011 * t - 0,136$	0,93
<i>HC</i>	$w = 0,011 * t - 0,213$	0,97
<i>HAN</i>	$w = 0,018 * t - 0,125$	0,91

**Áreas de fisuras:** Las áreas de fisuras de las vigas con arenas trituradas, estuvieron comprendidas entre 561 y 267 mm<sup>2</sup>, en cambio, para la viga con *HAN* el área fue un valor intermedio, 477 mm<sup>2</sup>, es decir un 27 % mayor que el promedio de los valores de las vigas con arenas trituradas.

En la Tabla 8.14 se describe la relación encontrada entre el área de fisuras y la edad de ensayo (para el período de propagación (Figura 8.27), y además, la edad teórica de aparición de la primera fisura, obtenida de las ecuaciones que se indican en la mencionada tabla. Aquí también, se observan la diferencia de pendientes entre los dos grupos, y los valores experimentales de tiempo de aparición de la primera fisura es similar para las vigas con arena trituradas, ~ 24 días, y para las vigas con *HAN*, el tiempo es menor, 18 días. Para las vigas elaboradas con arenas trituradas, estos valores son superiores a los de la Serie 1, en cambio para las vigas con *HAN*, el comportamiento es inverso. El mayor tiempo de aparición de la primera fisura de la Serie 2, respecto a la Serie 1, se asocia a la mayor porosidad de los hormigones realizados con relación  $a/c = 0,50$ , que disminuye la presión de los óxidos. El *HAN* que no muestra muchas diferencias serán por la forma menos tortuosa de las interfaces que provoca menos presión de los productos de corrosión.

**Tabla 8.14:** Relación entre el daño área de fisuras de vigas y el tiempo (Serie 2,  $a/c = 0,50$ ).

Mezcla	Área en función del tiempo, ( $AF$ en mm <sup>2</sup> , y $t$ en días)	$R^2$	Tiempo de aparición de la primera fisura	
			Teórico (días)	Experimental (días)
<i>HG</i>	$AF = 5,278 * t - 62,84$	0,95	12	25
<i>HD</i>	$AF = 2,794 * t - 53,56$	0,93	19	23
<i>HC</i>	$AF = 3,382 * t - 65,61$	0,93	19	25
<i>HAN</i>	$AF = 5,268 * t - 38,65$	0,95	7	18

Analizando la evolución del desarrollo del ancho y de la longitud de fisuras en las vigas con los hormigones de la Serie 2, el crecimiento en forma relativa del hormigón *HD*, Figura 8.33, es relativamente próximo a la bisectriz. Para el resto de las vigas, el comportamiento es similar, hasta un 40 % del ancho máximo de fisura final, la longitud evoluciona más rápido que el ancho, llegando en ese punto a un 70 % de la longitud final. Luego, el desarrollo del ancho se intensifica. Comparando estos resultados con los del gráfico de la Serie 1 (Figura 8.20), en la Serie 1, para un determinado valor relativo de longitud de fisura, el crecimiento del ancho relativo es superior al de la longitud. En el caso de la Serie 2, el comportamiento es inverso, es decir la longitud se desarrolla más aceleradamente que el ancho. Este comportamiento diferencial puede asociarse en la porosidad del material, la presión de los productos de hidratación, que en el hormigón de menor relación *a/c*, genera un crecimiento mayor del ancho de fisuras. En las dos series el desarrollo de la curva de la viga con *HD*, está por encima que las restantes, es decir, que el crecimiento más rápido es del ancho de fisuras que de la longitud, tal vez por ser esta arena la que tiene los granos más elongados, provocando mayores concentración de tensiones.

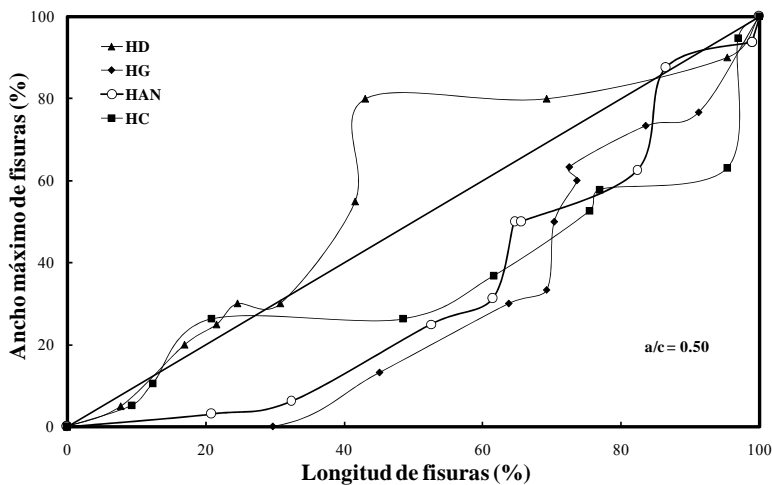


Figura 8.33: Evolución relativa del ancho y de la longitud de fisuras (Serie 2, *a/c* = 0,50).

Finalmente, también en esta serie de vigas, se ha comprobado que el tiempo transcurrido hasta la aparición de la primera fisura (0,05 – 0,1 mm) es relativamente corto (etapa de generación). Después de que se generó la fisura, su evolución es relativamente lenta (etapa de propagación) y luego, el tiempo hasta llegar a producirse desprendimientos del recubrimiento, es muy largo, respecto a los anteriores períodos.

**b) Profundidad Media de Penetración de la Corrosión:** De la Figura 8.28, se obtuvo que el avance de la corrosión para provocar la primera fisura, los valores de  $P_x$  fueron de 74, 80, 85 y 77  $\mu\text{m}$ , para las vigas elaboradas con los hormigones *HD*, *HC*, *HG* y *HAN*, respectivamente. Los valores resultan coherentes con valores existentes en la bibliografía (Alonso, 1994; Andrade, 1995), y mayores que los obtenidos en la Serie 1, en promedio de un 47 % mayor.

En las Figuras 8.15 y 8.30 se muestran las curvas de “ancho de fisura máximo vs penetración media de la corrosión ( $P_x$ )” para las dos series de hormigones. Los valores del ancho de fisura máximo, al finalizar el ensayo, en las dos series, resultaron mayores para los hormigones con arenas naturales respecto a los que contienen arenas trituradas. El inicio de la fisuración fue posterior en la Serie 2 (~7 días), es decir, que las fisuras se generaron para un mayor consumo del acero. Este hecho se asocia a la mayor porosidad de los hormigones de la Serie 2 (mayor relación *a/c*), que permite que los productos de corrosión, inicialmente llenen los poros, y no incrementen la presión originada por el mayor volumen de los óxidos, respecto al volumen de metal corroído. Para un valor de  $P_x$  de 0,35 mm (obtenido en 110 días de ensayo), la diferencia

entre los valores del ancho de fisura máximo, mayor y menor, fue de 153 y 168 % para las Series 1 y 2, respectivamente.

Los valores de la Figura 8.30, son coherentes con un trabajo de Alonso et al, donde para vigas con hormigón con relación  $a/c = 0,52$ , con una densidad de corriente de  $100 \mu A/cm^2$ , y una relación " $C/\varnothing = 1,9$ ", se obtuvieron anchos de fisura de 0,37 y 0,78 mm, para valores de  $P_x$  de 0,100 y 0,200 mm, respectivamente (Alonso, 1994)

**Comparación del ancho máximo de fisuras con los resultados de otros autores:** En las Figuras 8.34 a y b se comparan los resultados obtenidos experimentalmente en las dos series de vigas, con los resultados publicados por Andrade et al y Li et al (Andrade, 1993; Li, 2005). La expresión para estimar el ancho de fisura, que utiliza Li, está en función del tiempo, parámetros geométricos de la barra y recubrimientos, y de la resistencia a tracción por compresión diametral, del módulo de elasticidad y del módulo de Poisson del hormigón. El trabajo de Andrade se basa en hormigones elaborados con una relación  $a/c = 0,50$ , con corrientes aplicadas de 10 a  $100 \mu A/cm^2$  y con la inclusión de cloruros (3 % de  $C_aCl_2$  ó 1,92 % de  $Cl^-$  en peso de cemento, que supera al umbral de cloruros para iniciar la corrosión antes de empezar el ensayo acelerado) en el agua de mezclado.

En cambio, en el presente trabajo experimental los cloruros ingresaron desde el exterior, en una solución del 0,3 % de cloruros, y las relaciones  $a/c$  fueron de 0,45 (Figura 8.34.a) y 0,50 (Figura 8.34.b). Los valores experimentales de la Serie 1 se acercan más hacia los valores de los autores de referencia, resultando muy conservadores para la Serie 2. Las diferencias encontradas entre los valores experimentales y los valores publicados por Li et al (Li, 2005), obtenidos por la modelización de estudios realizados por Andrade (Andrade, 1993), se puede relacionar con la diferencia en la calidad del hormigón, la metodología empleada, el modo de ingreso y la concentración de los iones cloruro, etc.

Para la Serie 2, se incluyó una curva experimental realizada con un hormigón con  $370 kg/m^3$  de cemento, una relación  $a/c = 0,52$ , mediante un ensayo acelerado con una corriente aplicada de  $100 \mu A/cm^2$  (Alonso, 1994). Esta curva se ubica en el centro de las curvas de la Serie 2, mostrando una tendencia similar y, con mejor aproximación que las otras curvas de referencia que también se incluyen en dicha figura.

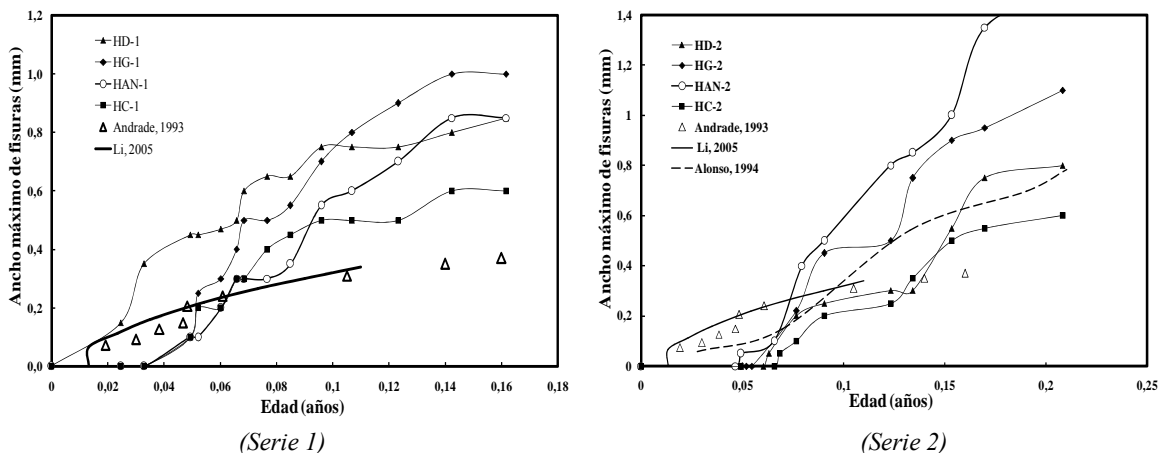


Figura 8.34: Comparación de valores experimentales con resultados de otros autores.

**c) Potenciales de Corrosión para Vigas con Hormigón con Relación  $a/c = 0,50$**

Los tiempos en que las vigas llegaron al potencial para una probabilidad de corrosión  $> 90\%$ , fueron relativamente similares, entre 10 y 13 días. Estos valores son casi la mitad de los tiempos de aparición de la primera fisura.

**8.3.3.- Fórmulas que relacionan el ancho de fisura con la penetración de corrosión considerando la geometría de las barras y/o del espesor de recubriendo**

El desarrollo de fisuras debidas a los productos de corrosión depende de la calidad del hormigón, el espesor de recubrimiento, diámetro de las barras, las condiciones de exposición, etc. La vinculación entre la velocidad del crecimiento del ancho de fisura y la evolución del progreso de la corrosión (cantidad de productos generados), permite predecir la seguridad y la aptitud en servicio residual de las estructuras de hormigón armado. En ese sentido, resulta de interés evaluar la influencia del tipo de agregado fino y la relación  $a/c$  sobre la evolución del “ancho de fisura” con respecto al “radio de la barra” o a la relación “recubrimiento/diámetro de la barra”, y la “profundidad media de penetración de la corrosión”. Para ello, se realizaron dos series de vigas con relaciones  $a/c$  de 0,45 y 0,50, anteriormente analizados. Los resultados a los que se arribó se comparan con los datos obtenidos por otros autores.

Las fisuras originadas por corrosión, muestran el avance de la disolución del acero. Al comienzo del proceso no se observan signos exteriores ya que estos productos llenan los vacíos del hormigón, luego se manifiestan manchas de óxido, seguidas por la aparición y el crecimiento de las fisuras. Cuando las fisuras alcanzan cierto ancho, los agentes agresivos y los productos de corrosión se mueven libremente hacia el exterior. Finalmente, la fisuración lleva a un estado de deterioro donde se desprenden trozos del hormigón de recubrimiento de las armaduras. Entonces, por razones de durabilidad, el ancho de fisuras debido a las cargas actuantes se limita en algunos reglamentos, de acuerdo con el medio de exposición, a valores de 0,40, 0,15 y 0,10 mm, para ambientes secos, con agua de mar o para estructuras de retención de agua, respectivamente (ACI 224, 2002; EHE, 2008). En otros códigos, la fisuración debida a las cargas actuantes, se controla indirectamente, limitando flechas máximas y alturas mínimas de vigas (CIRSOC 201, 2005; ACI 318, 2002). Se considera que la limitación del ancho de fisura por durabilidad genera controversias en cuanto que las fisuras aceleran la corrosión, y aquellas menores de 0,40 mm se sellarán con hidróxido de calcio y/o productos de corrosión.

Respecto a los agregados finos, como se ha analizado en capítulos anteriores, la forma, la textura superficial y el tamaño de los granos inciden sobre la trabajabilidad de las mezclas, por cuanto la fricción entre partículas y la superficie específica pueden incrementar el contenido de pasta, afectando a la resistencia y la durabilidad de los hormigones. En cuanto al agrietamiento del hormigón del recubrimiento generado por la expansión de los productos de corrosión, existen numerosas investigaciones teóricas, experimentales y observaciones in-situ. Se ha concluido que, en general, el inicio del agrietamiento depende principalmente de las características del hormigón, de la relación recubrimiento/diámetro y de la velocidad de corrosión. Aunque, los aspectos relacionados con el mecanismo de fisuración, que son esenciales para el pronóstico de la durabilidad, son inciertos (Andrade, 2010; Alonso, 1994; Bazant, 1979; Shodja, 2010). El progreso del daño por corrosión de las armaduras se puede analizar midiendo el ancho de fisura. El ancho de fisura máximo no siempre se incrementa en la misma zona, sino que varía de sector fisurado. Una vez que se produce la fisura, se libera energía en esa zona, los óxidos emigran por la propia fisura, y el crecimiento se torna errático por la menor presión de los óxidos sobre el hormigón que rodea las barras. En la corrosión del acero, la *profundidad media de penetración de la corrosión en el tiempo* ( $P_x$ ), (Andrade, 2010; Cabrera, 2012) se calcula en base a la Ley de Faraday (Ecuación 8.4). Para evaluar los valores del ancho de fisura ( $w$ ) provocado por la corrosión, se han utilizado por varios autores dos simples ecuaciones empíricas, Ecuaciones 8.9 y 8.10, (Andrade, 2010; Alonso, 1994).

$$w = k_1 (P_x/R_o) + b \quad (8.9)$$

$$w = k_2 P_x / (C/\phi) + b \quad (8.10)$$

donde:  $R_o$  es el radio (mm) inicial de la barra,  $k_1$  y  $k_2$  son constantes de proporcionalidad ( $k_1$  en mm, y  $k_2$  es adimensional),  $\phi$  es el diámetro inicial de la barra (mm),  $C$  es el espesor de recubrimiento (mm) y  $b$  es otra constante (mm).

Estas ecuaciones vinculan el agrietamiento del hormigón de recubrimiento con el avance de la corrosión. Estas relaciones no son únicas ya que depende también del ambiente de exposición, clase de hormigón y del tipo de elemento estructural; y en los ensayos de laboratorio, del método de aceleración que tienen los mismos. La vinculación entre la velocidad del crecimiento del ancho de fisura y la evolución de la corrosión, permite predecir la seguridad y la aptitud en servicio residual de las estructuras de hormigón armado. Cabe acotar que la fisuración del recubrimiento tiene incidencia en los estados límites último y de servicio. En esta parte de la tesis se estudia el comportamiento de las dos series de vigas de hormigón armado, elaboradas con diferentes arenas trituradas (granítica, dolomítica y calcítica) y dos relaciones  $a/c$ , las cuales fueron sometidas a ensayos de corrosión acelerados galvanostáticamente, en presencia de cloruros. Especialmente, se analiza la evolución del ancho de fisuras, en función del progreso de la corrosión, empleando las Ecuaciones 8.9 y 8.10, y se comparan los resultados con los obtenidos por otros autores.

### 8.3.3.1.- Relación entre el ancho de fisuras de la Serie 1 y 2

La relación entre los anchos de fisuras de los hormigones, con relación  $a/c = 0,50$ , respecto a los de la Serie 1, " $w_{50}/w_{45}$ ", en función de  $P_x$ , se establece en las Ecuaciones de 8.11 a 8.14 y la Figura 8.35, para los hormigones *HG*, *HC*, *HD* y *HAN*, respectivamente.  $w_{45}$  y  $w_{50}$  son los anchos de fisuras correspondientes a las series con relaciones  $a/c$  de 0,45 y 0,50, respectivamente. Las curvas de hormigones con arenas trituradas ( $R^2 = 0,91-0,96$ ) se encuentran agrupadas, en un rango de " $w_{50}/w_{45}$ "  $\pm 0,12$  respecto a la curva *HC*; y en cambio, la curva de hormigón con arena natural ( $R^2 = 0,79$ ) presenta valores sensiblemente mayores, 0,47 mayor en promedio que los valores de la curva *HC*. Este comportamiento se puede asociar, en parte, a la influencia de la forma y la textura superficial de las arenas sobre la adherencia entre la pasta y los granos de arena. Además, en la Figura 8.35, los hormigones más porosos presentan un retardo en la fisuración, coincidiendo con otros trabajos donde se ha observado el mismo comportamiento (Alonso, 1995).

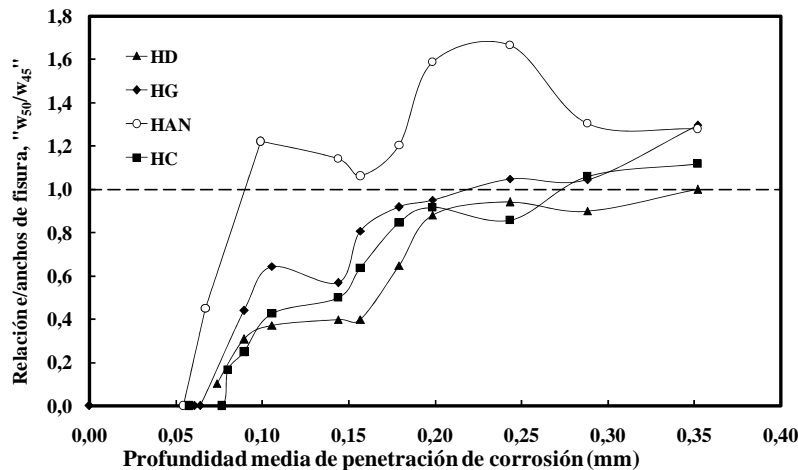


Figura 8.35: Relación entre los anchos de fisuras de los hormigones de las Series 1 y 2.

$$HG: w_{50}/w_{45} = -8,79 P_x^2 + 7,35 P_x - 0,22 \quad (8.11) \quad - \quad HC: w_{50}/w_{45} = -15,27 P_x^2 + 10,0 P_x - 0,55 \quad (8.12)$$

$$HD: w_{50}/w_{45} = -10,67 P_x^2 + 7,69 P_x - 0,38 \quad (8.13) \quad - \quad HAN: w_{50}/w_{45} = -34,6 P_x^2 + 16,5 P_x - 0,47 \quad (8.14)$$

Para valores bajos de profundidad de penetración, se observa que para los hormigones con arena triturada, el ancho de fisuras de hormigones con relación  $a/c = 0,45$ , es mayor que el de  $0,50$ . Luego, a partir de  $P_x = 0,30-0,35$  mm, el ancho se invierte y finalmente, el ancho final es mayor para  $0,50$ . Con los hormigones realizados con arena natural, el cambio se produce para valores de  $P_x$  del orden de  $0,10$  mm.

Con los resultados experimentales y empleando la Ecuación 8.9 se obtuvieron las Figuras 8.36 y 8.37, realizadas para los hormigones de las dos series. En cambio, las Figuras 8.38 y 8.39 se obtuvieron empleando la Ecuación 8.10, con los mencionados resultados. En las cuatro figuras mencionadas, se toman a modo de comparación curvas pertenecientes a estudios de otros autores, que se detallan en el punto siguiente, a fin de analizar los factores que influyen en los diferentes comportamientos.

**Experiencias de comparación:** el primer estudio de referencia de Andrade et al (Andrade, 2010) se corresponde a una columna ( $20 \times 20 \times 200$  cm) realizada con barras de  $12$  mm de diámetro y estribos de  $6$  mm de diámetro. El espesor del recubrimiento fue de  $30$  mm. El hormigón se diseñó con  $360$  kg de cemento/ $m^3$ , con una relación  $a/c$  de  $0,70$  y con un  $3\%$  de  $CaCl_2$  en peso de cemento, colocado en el agua de mezclado. Se curó durante  $7$  días, y después quedó expuesta a la atmósfera de Madrid (temperatura media anual:  $14,3$  °C y precipitación media anual:  $377$  mm) durante  $17$  años. Se determinó el ancho de fisura medio en  $24$  puntos, y se convirtió en “ancho máximo”, utilizando los valores del desvío estándar brindado por los autores, para obtener la curva de referencia, “ $Rm_1$ ”.

La segunda curva de comparación, “ $Rm_2$ ”, fue obtenida con un ensayo acelerado (Alonso, 1994) de probetas cúbicas de  $30$  cm, con  $4$  barras de  $16$  mm de diámetro,  $3$  estribos ubicados cada  $10$  cm y un recubrimiento de  $24$  mm. El hormigón contenía  $350$  kg de cemento/ $m^3$ , con una relación  $a/c = 0,50$  y, con un  $3\%$   $CaCl_2$  en peso de cemento, en el agua de amasado. Para acelerar la corrosión se aplicó una corriente externa de  $100 \mu A/cm^2$  a la armadura y se midió el ancho de fisura máximo. El tercer trabajo de referencia (Torres-Acosta, 2007) (curva “ $Rm_3$ ”) se basó en el estudio de  $8$  vigas de  $10 \times 15 \times 150$  cm, con barras de  $10$  mm de diámetro, realizadas con un hormigón con  $389$  kg de cemento/ $m^3$ , con una relación  $a/c = 0,50$ ,  $37$  MPa a los  $28$  días, y se incluyó en la mezcla un  $3\%$  de  $NaCl$  respecto al peso de cemento. El espesor del recubrimiento fue de  $20$  mm. Se aplicó una corriente anódica de  $80 \mu A/cm^2$ , y se midieron los anchos de fisuras máximos.

Finalmente, se tomaron otras dos curvas de referencias (Schierloh, 2002), obtenidas con la misma metodología que la empleada en esta tesis, con hormigones con relación  $a/c = 0,60$  y  $300$  kg de cemento/ $m^3$ . La curva “ $Rm_4$ ” corresponde a un hormigón elaborado con arena de trituración ( $AT$ ) y con una resistencia a compresión de  $38$  MPa. La curva “ $Rm_5$ ”, corresponde a un hormigón que contenía arena natural ( $AN$ ), y con una resistencia de  $25$  MPa. Los módulos de fisura de la arena  $AT$  fue de  $2,88$ , y el módulo de la  $AN$ ,  $2,80$ .

**Análisis de los resultados aplicando la Ecuación 8.9:** en las Figuras 8.36 y 8.37 se muestran los resultados obtenidos de la relación entre el ancho de fisura y “ $P_x/R_o$ ”, para las dos series de hormigones, y las cinco curvas de referencia. Las tres primeras curvas de referencia ( $Rm_1$ ,  $Rm_2$  y  $Rm_3$ ) se sitúan por encima de las otras dos curvas de referencia ( $Rm_4$  y  $Rm_5$ ), esta ubicación relativa puede estar asociada al hecho que en el primer grupo los iones cloruro ( $1,82-1,92\%$ , valores superiores al umbral de corrosión) fueron incorporados en el agua de mezclado, y en el segundo, los iones cloruro ( $0,18\%$ ) ingresaron desde el exterior. En este último caso, existió un tiempo para formarse la capa de óxidos protectores, mientras los cloruros ingresaban por el hormigón de recubrimiento. Las curvas de la Serie 1 de la presente experiencia, se ubican para una determinada relación “ $P_x/R_o$ ” entre las curvas  $Rm_3$  y  $Rm_4$ , y la diferencia entre ellas se vincula con el tipo

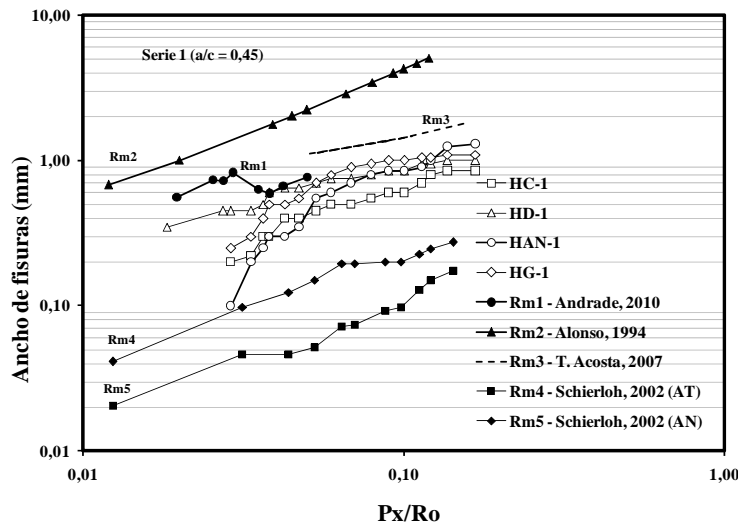
agregado fino, dado que el resto de las variables de la mezcla y del ensayo son iguales. Lo mismo ocurre entre las curvas  $Rm_4$  y  $Rm_5$ , conteniendo  $AT$  y  $AN$ , respectivamente.

En la Tabla 8.15 se detallan las ecuaciones de las rectas correspondientes a los hormigones en estudio, obtenidas aplicando las Ecuaciones 8.9 y 8.10, y en la parte inferior se indican las ecuaciones de las curvas de comparación. Los coeficientes de correlación se encuentran entre 0,78 y 0,96. Las pendientes de las curvas crecen en el siguiente orden:  $HD-1$ ,  $HC-1$ ,  $HG-1$  y por último,  $HAN-1$ . Esto significa que para un determinado incremento de " $P_x/R_o$ ", el aumento del ancho de fisura es mayor, en el caso de los hormigones con arena naturales.

**Tabla 8.15:** Ecuaciones 8.9 y 8.10 para los hormigones de las Series 1 y 2, y para las referencias.

Mezcla	Serie	$w = k_1 (P_x / R_o) + b$	$R^2$	$w = k_2 [P_x / (C/\phi)] + b$	$R^2$
HD-1	1	$w = 4,517 (P_x / R_o) + 0,388$	0,87	$w = 5,121 [P_x / (C/\phi)] + 0,388$	0,88
HC-1		$w = 4,854 (P_x / R_o) + 0,143$	0,89	$w = 5,448 [P_x / (C/\phi)] + 0,149$	0,94
HG-1		$w = 6,392 (P_x / R_o) + 0,272$	0,78	$w = 7,248 [P_x / (C/\phi)] + 0,272$	0,79
HAN-1		$w = 8,634 (P_x / R_o) - 0,014$	0,94	$w = 9,789 [P_x / (C/\phi)] - 0,014$	0,94
HD-2	2	$w = 7,181 (P_x / R_o) - 0,106$	0,90	$w = 8,142 [P_x / (C/\phi)] - 0,106$	0,90
HC-2		$w = 7,124 (P_x / R_o) - 0,176$	0,96	$w = 8,077 [P_x / (C/\phi)] - 0,173$	0,96
HG-2		$w = 9,439 (P_x / R_o) - 0,041$	0,94	$w = 10,70 [P_x / (C/\phi)] - 0,041$	0,94
HAN-2		$w = 10,30 (P_x / R_o) + 0,097$	0,87	$w = 11,68 [P_x / (C/\phi)] + 0,097$	0,87
$Rm_1$	Curvas de comparación	$w = 10,183 (P_x / R_o) + 0,628$		$w = 4,243 [P_x / (C/\phi)] + 0,628$	
$Rm_2$		$w = 40,80 (P_x / R_o) + 0,190$		$w = 7,650 [P_x / (C/\phi)] + 0,190$	
$Rm_3$		$w = 13,86 (P_x / R_o) - 0,164$		$w = 2,729 [P_x / (C/\phi)] + 0,781$	
$Rm_4$		$w = 1,626 (P_x / R_o) + 0,053$		$w = 1,846 [P_x / (C/\phi)] + 0,053$	
$Rm_5$		$w = 1,167 (P_x / R_o) - 0,002$		$w = 1,325 [P_x / (C/\phi)] - 0,002$	

Para la Serie 2, el comportamiento y el análisis de las curvas es similar al de las vigas de la Serie 1, con la diferencia que las curvas se encuentran más separadas entre ellas, respecto al caso de la Serie 1, y se ubican también entre las curvas  $Rm_3$  y  $Rm_4$ . En esta serie, las pendientes de las rectas son mayores, 19-59 % que en la Serie 1. Además, el orden de crecimiento de las pendientes de las rectas, de acuerdo con el tipo de arena, es similar al caso de los hormigones de la Serie 1.



**Figura 8.36:** Ancho de fisura vs. " $P_x/R_o$ " para las vigas de la Serie 1.



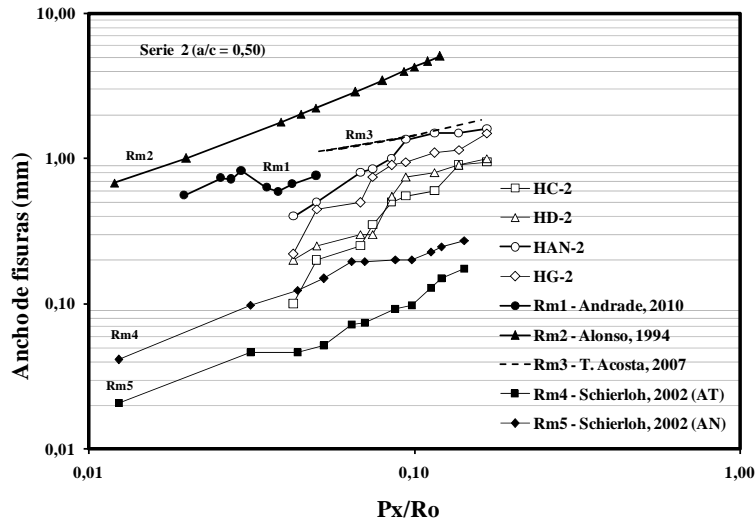


Figura 8.37: Ancho de fisura vs. “ $P_x/R_o$ ” para las vigas de la Serie 2.

**Análisis de los resultados aplicando la Ecuación 8.10:** esta ecuación presenta una diferencia importante respecto a la Ecuación 8.9, por incluir aparte de la dimensión de la barra, al espesor de recubrimiento, variable significativa para el desarrollo de la fisuración por corrosión, especialmente en el caso del ingreso de cloruros desde el exterior. Analizando los resultados en base a la Ecuación 8.10, las curvas  $Rm_1$ ,  $Rm_2$  y  $Rm_3$  presentan un desarrollo casi coincidente (Figuras 8.38 y 8.39). En cambio las curvas  $Rm_4$  y  $Rm_5$  se ubican, para un determinado valor de “ $P_x/(C/\phi)$ ”, en un orden de magnitud de 5 veces menor que las restantes curvas de referencia. Es decir, que el efecto de la inclusión de cloruros en el agua de amasado, con alta concentración de iones cloruro, resulta importante en el desarrollo de las fisuras, independientemente del espesor del recubrimiento. Esta diferencia entre los dos grupos de curvas de referencia se puede fundamentar en otro trabajo (Aveldaño, 2010), donde se compara el efecto de la corrosión sobre probetas (con  $C/\phi = 2,5$  a  $5,5$ ) con los cloruros incorporados en su masa, y en la otra, ingresándolos desde el exterior. Se concluyó que en el primer caso, al momento del ensayo, las armaduras presentan un determinado grado de activación (corroborado por sus potenciales de corrosión), la aparición de las primeras fisuras comienza previamente, y se aprecian mayores anchos máximos de fisuras, que las que reciben cloruros externos. Además, la gravimetría demostró una mayor pérdida de material de las armaduras, cuando los cloruros fueron incorporados en el amasado, en forma similar a la que se ha registrado en otros trabajos (Alonso, 1994; Torres Acosta, 2007; Andrade, 2010).

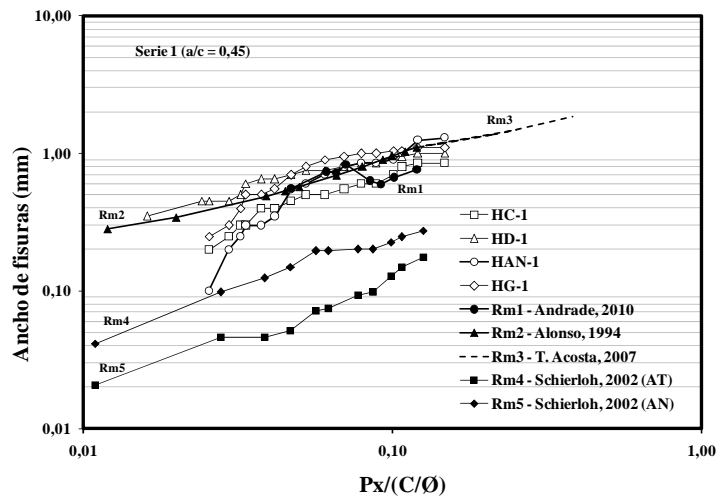


Figura 8.38: Ancho de fisura vs. “ $P_x/(C/\phi)$ ” para las vigas de la Serie 1.

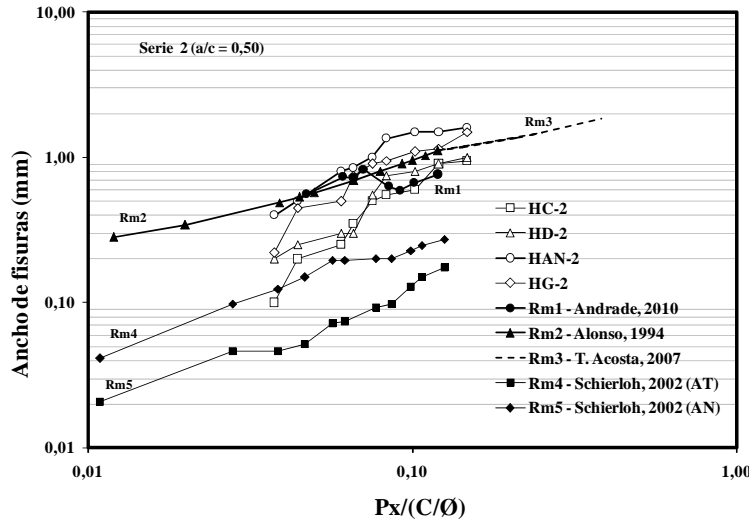


Figura 8.39: Ancho de fisura vs. “ $P_x/(C/\phi)$ ” para las vigas de la Serie 2.

Las curvas experimentales para la Serie 1, se encuentran un poco más agrupadas que las de la Serie 2. Estas últimas curvas están más dispersas, y tienen una mayor pendiente. En términos relativos, para las curvas con idéntica metodología (*HD*, *HC*, *HG*, *HAN*, *Rm<sub>4</sub>* y *Rm<sub>5</sub>*), para una determinada relación “ $P_x/(C/\phi)$ ”, las mismas se ubican de acuerdo al ancho de fisura de un modo decreciente con la relación *a/c*. Primero se encuentran las curvas de la Serie 1 (*a/c* = 0,45), después las curvas de la Serie 2 (*a/c* = 0,50), y le siguen las curvas *Rm<sub>4</sub>* y *Rm<sub>5</sub>* (*a/c* = 0,60).

Finalmente, las comparaciones efectuadas y los valores de las constantes de las ecuaciones obtenidas, muestran que los ensayos acelerados, tanto por la inclusión de cloruros en cantidades significativas y/o por la aplicación de elevadas corrientes, presentan la dificultad de efectuar una extrapolación al comportamiento de las estructuras reales. A pesar de ello, los ensayos acelerados resultan útiles para efectuar análisis comparativos, como por ejemplo, evaluar el efecto de la variación de los materiales sobre el proceso de corrosión.

### 8.3.3.2. Propuesta de una ecuación para evaluar el daño de corrosión en base a las áreas de fisuras

Otro modo de medir el grado de avance del daño que sufren las vigas de hormigón armado, por la corrosión del acero, es considerando la evolución del área de fisuras. De un modo análogo a la ecuación anteriormente analizada, se propone estudiar una ecuación similar (Ecuación 8.15), pero cambiando el ancho por el área de fisuras (*AF*):

$$AF = k_a P_x / (C/\phi) + b_a \quad (8.15)$$

donde:  $k_a$  es una constante de proporcionalidad ( $k_a$  en mm),  $\phi$  es el diámetro inicial de la barra (mm),  $C$  es el espesor de recubrimiento (mm), y  $b_a$  es otra constante (mm<sup>2</sup>).

Para el análisis de la aplicación de la Ecuación 8.15, que considera el área de fisuras, se tomaron como curvas de referencias las curvas *Rm<sub>4</sub>* y *Rm<sub>5</sub>* (Schierloh, 2002), y una tercera (“*Rm<sub>6</sub>*”), obtenida por Aveldaño et al, aplicando la misma metodología que la empleada en esta tesis, con hormigones con relación *a/c* de 0,58, 300 kg de CPF-40/m<sup>3</sup> de hormigón, y una resistencia a compresión de 24,6 MPa (Aveldaño, 2006). No se pudo tomar como curvas de referencia, en este caso, a las curvas de los estudios de los que se

obtuvieron  $Rm_1$ ,  $Rm_2$  y  $Rm_3$  debido a que en esos trabajos (Andrade, 2010; Alonso, 1994; Torres Acosta, 2007) no se informan las áreas de fisuras.

La Figura 8.40 muestra la relación entre las áreas de fisuras de la Serie 2, respecto a la Serie 1, “ $AF_{50}/AF_{45}$ ”, donde  $AF_{45}$  y  $AF_{50}$  son las áreas de fisuras correspondientes a los hormigones con relaciones  $a/c$  de 0,45 y 0,50, respectivamente. Los valores de la relación “ $AF_{50}/AF_{45}$ ” es, en promedio, de 0,25, 0,31, 0,67 y 0,99 para las vigas  $HD$ ,  $HC$ ,  $HG$  y  $HAN$ , respectivamente. Al igual que los resultados del ancho de fisura, “ $w_{50}/w_{45}$ ” (Figura 8.35), los hormigones con arenas trituradas tienen un comportamiento relativamente similar, con valores de “ $AF_{50}/AF_{45}$ ” menores a la unidad, en cambio el hormigón elaborado con arena natural presenta una relación mayor. Es decir, que el daño del  $HAN$  de la Serie 2, respecto al  $HAN-1$ , resultan ser similares, dado que la relación entre áreas es próxima a 1, para todo el rango de estudio de  $P_x$ .

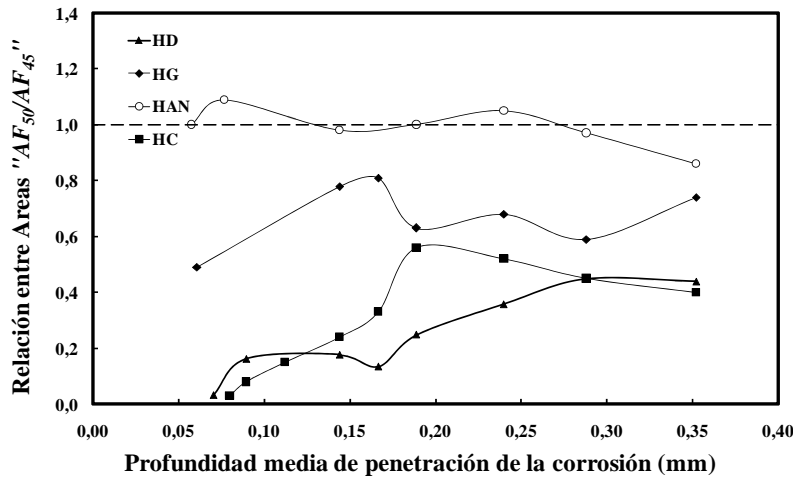


Figura 8.40: Relación entre las áreas de fisuras de las Series 1 y 2.

En la Figura 8.41 se observa que los valores experimentales correspondientes a los hormigones de la Serie 1, se agrupan. Para una determinada relación “ $P_x/(C/\phi)$ ”, la viga con hormigón  $HAN-1$  presenta un área de fisuras menor. En cambio, para la Serie 2, donde la relación  $a/c$  es mayor, la viga con  $HAN-2$  sufre un daño mayor que los hormigones con arenas trituradas (Figura 8.42). En ambas figuras, se observa que el tipo de arena influye en el desarrollo de las áreas de fisuras (daño).

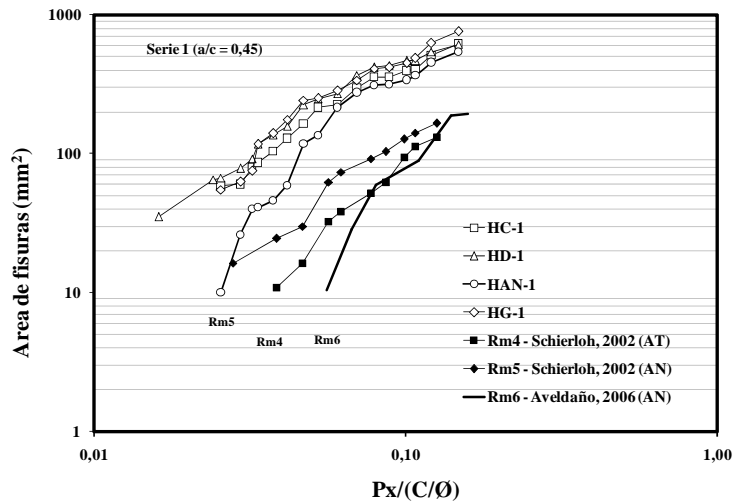


Figura 8.41: Áreas de fisuras vs. “ $P_x/(C/\phi)$ ” para las vigas de la Serie 1.

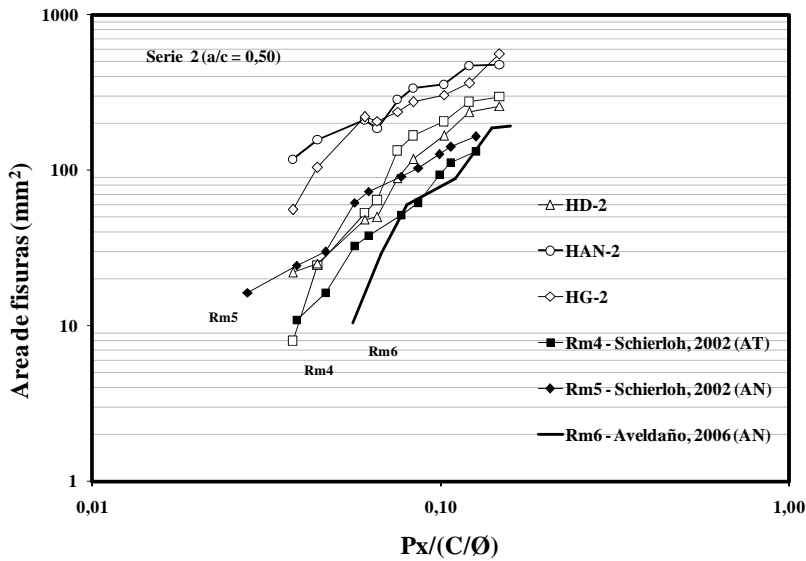


Figura 8.42: Áreas de fisuras vs. “ $P_x/(C/\phi)$ ” para las vigas de la Serie 2.

Al igual que en el caso del análisis efectuado, en base al ancho de fisuras, para el caso de las áreas de fisuras (Ecuación 8.15), para una determinada relación “ $P_x/(C/\phi)$ ”, los hormigones presentan menor daño conforme se reduce la relación  $a/c$ . Analizando las Figuras 8.41 y 8.42, primero se encuentran las áreas de la Serie 1 ( $a/c = 0,45$ ), luego los valores de la Serie 2 ( $a/c = 0,50$ ) y finalmente, las curvas de referencia ( $a/c = 0,58 - 0,60$ ).

Por otra parte, en la Tabla 8.16, se indican las ecuaciones obtenidas para los diferentes hormigones, y las correspondientes a los trabajos de referencia. Las pendientes de las curvas de la Serie 1 son superiores a las de los hormigones de la Serie 2, entre un 28 % y un 98 %.

Tabla 8.16: Ecuaciones para los hormigones de las Series 1 y 2, y para curvas de referencia.

Mezcla	Serie	Relación $a/c$	$AF = k_a [P_x / (C/\phi)] + b_a$	$R^2$
HD-1	1	0,45	$AF = 4822,4 [P_x / (C/\phi)] - 34,3$	0,97
HC-1			$AF = 4619,7 [P_x / (C/\phi)] - 57,4$	0,99
HG-1			$AF = 5546,7 [P_x / (C/\phi)] - 67,6$	0,98
HAN-1			$AF = 4511,2 [P_x / (C/\phi)] - 98,0$	0,97
HD-2	2	0,50	$AF = 2437,5 [P_x / (C/\phi)] - 87,3$	0,97
HC-2			$AF = 2855,9 [P_x / (C/\phi)] - 96,5$	0,96
HG-2			$AF = 3991,8 [P_x / (C/\phi)] - 68,1$	0,95
HAN-2			$AF = 3538,7 [P_x / (C/\phi)] - 2,2$	0,94
Rm4	Curvas de comparación	0,60	$AF = 1438 [P_x / (C/\phi)] - 50,9$	0,98
Rm5			$AF = 1600 [P_x / (C/\phi)] - 33,2$	0,99
Rm6		0,58	$AF = 1870 [P_x / (C/\phi)] - 96,2$	0,97

Finalmente, si bien resulta más complicado calcular las áreas de fisuras, el análisis de la ecuación propuesta (Ecuación 8.15), lleva a conclusiones similares a las obtenidas al aplicar la Ecuación 8.10. Además, los coeficientes de correlación son más elevados cuando se aplica la Ecuación 8.15, respecto a los

correspondientes a la Ecuación 8.10, hecho que se asocia a que incluyen, en la evaluación, dos dimensiones del daño (fisura), el largo y el ancho.

### 8.3.4.- Profundidad de Penetración Crítica de la Corrosión, $Px_{crit}$

Se han desarrollado trabajos experimentales tendientes a evaluar la profundidad de corrosión en el acero ( $Px_{crit}$ ) necesario para fisurar al hormigón. Esta cantidad de acero varía entre 0,03 y 0,272 mm, en probetas con corrosión localizada, y entre 0,003 y 0,074 mm, en el caso de corrosión uniforme (Alonso, 1994). Torres-Acosta ha realizado un exhaustivo análisis de los diferentes modelos para el cálculo del  $Px_{crit}$ , para diferentes relaciones geométricas y tipos de vigas, y del mismo se han extraído algunos valores que se indican en la Tabla 8.17 (Torres-Acosta, 1999).

**Tabla 8.17:**  $Px_{crit}$  en función de diferentes relaciones geométricas, empleando diferentes modelos de fisuración (Torres-Acosta, 1999).

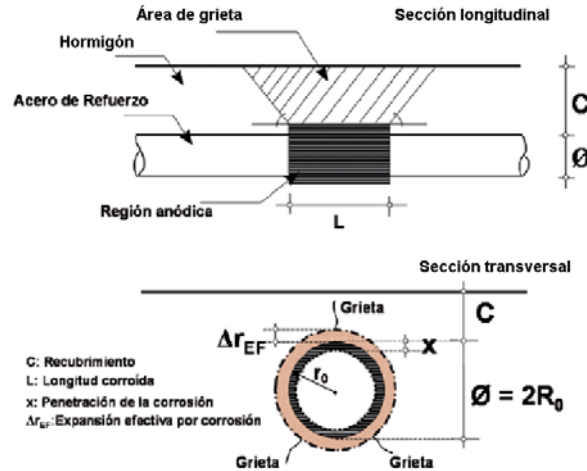
Referencia	C/Ø	C/L	$Px_{crit}$ (mm)	Referencia	C/Ø	C/L	$Px_{crit}$ (mm)
Rasheeduzzafar, 1992	0,8	0,04	0,003	Saeki, 1988	1,5	0,04	0,033
	1,3	0,04	0,013		2,7	0,06	0,032
	1,7	0,04	0,023		2,7	0,06	0,047
	2,5	0,04	0,034		3,9	0,09	0,071
	3,3	0,04	0,042		3,9	0,09	0,061
	4,6	0,05	0,056		4,6	0,11	0,067
Andrade, 1996; y Alonso, 1994, 1998	1,25	0,05	0,025	Torres-Acosta, 1998	3,5	0,5	0,087
	1,3	0,05	0,015		3	0,4	0,052
	1,9	0,04	0,020		1	0,1	0,032
	1,9	0,08	0,028		1	0,5	0,045
	3,1	0,13	0,031		1	0,5	0,040
	4,2	0,13	0,051		1	0,1	0,033
	4,4	0,18	0,055		1,3	1,1	0,032
	7,0	0,18	0,068		1,9	1,7	0,064

Rasheeduzzafar estableció una relación entre el  $Px_{crit}$  y, la pérdida de peso de acero ( $w_{loss}$ ) y el diámetro inicial de la barra ( $\emptyset$ ), del siguiente modo (Torres Acosta, 1999):

$$Px_{crit} \sim 0,5 \emptyset [1 - (1 - w_{loss})^{0,5}] \quad (8.16)$$

Más adelante, Andrade et al propuso una fórmula sencilla que vincula a  $Px_{crit}$  con la relación entre el espesor de recubrimiento y el diámetro, ( $C/\emptyset$ ) (Andrade, 1996):

$$Px_{crit} \sim 0,01 (C/\emptyset) \quad (8.17)$$



**Figura 8.43:** Modelo utilizado para la estimación de esfuerzos durante el proceso de corrosión.

Otras investigaciones sobre este tema dieron como resultado la Ecuación 8.18, donde aparte de las relaciones geométricas (ver Figura 8.43) se incorpora el tamaño máximo del agregado, *TMA*, (Torres Acosta, 1998).

$$Px_{crit} (mm) = 7,2 \cdot 10^{-4} (C/\varnothing)^{0,87} (C/L+1)^{1,48} TMA \tag{8.18}$$

Torres Acosta ha realizado otros estudios, analizando la influencia de las relaciones “*C/Ø*” y “*C/L+1*” (ver Figura 8.43), obteniendo una ecuación como la siguiente (Torres Acosta, 2004):

$$Px_{crit} (mm) = 0,011(C/\varnothing) (C/L+1)^2 \tag{8.19}$$

En la Tabla 8.18 se han incluido resultados de valores de  $P_{x_{crit}}$  obtenidos por los autores mencionados anteriormente, y se indican los obtenidos experimentalmente en esta Tesis. Los valores informados por Rasheeduzzafar se aproximan más a los valores experimentales, especialmente para la Serie 3.

**Tabla 8.18:** Valores de  $P_{x_{crit}}$  de las vigas de hormigón armado con  $a/c = 0,45$ , experimentales y calculados con diferentes modelos.

Referencias	$C/\varnothing$	$C/L$	$P_{x_{crit}}$ (mm)	Observaciones
Rasheeduzzafar, 1992	----	----	0,103-0,212	Valores publicados
Andrade, 1996	2,38	----	0,024	
Torres Acosta, 1998	2,38	0,02	0,019	
Torres Acosta, 2004	2,38	0,02	0,027	
HC-1	2,38	0,02	0,061	Valores experimentales Serie 1 (pto. 8.3.1.2.b)
HD-1			0,038	
HG-1			0,058	
HAN-1			0,058	
HC-2; HC-3	2,38	0,02	0,080; 0,096	Valores experimentales Series 2 y 3 (ptos. 8.3.3.2.b; 8.3.6.2.b)
HD-2; HD-3			0,074; 0,105	
HG-2; HG-3			0,085; 0,105	
HAN-2; HAN-3			0,077; 0,130	

### 8.3.5. Resultados Obtenidos con las Vigas de la Serie 3

#### 8.3.5.1.- Evaluación del Comportamiento de Vigas de Hormigón Armado Sometidas a Corrosión Acelerada (Serie 3, con relación $a/c = 0,40$ )

La resistencia a compresión de los hormigones de esta serie de vigas, con arenas trituradas, con curado normalizado, a los 28 días, fue de  $63 \pm 2$  MPa. Para la mezcla con arena natural (*HAN*) se observa un valor de resistencia más bajo, respecto a los valores medios con arenas trituradas ( $\sim 91\%$ ). En este caso, la forma redondeada y la textura superficial pulida son responsables, en parte, de este comportamiento diferencial. Estos hormigones contienen humos de sílice (silica fume), que modifica la microestructura de la pasta de cemento, especialmente disminuye el volumen de poros de pequeño tamaño (Bermúdez Odriozola, 2007). Además, Bentz ha observado que el gel puzolánico producido del humo de sílice tiene aproximadamente 25 veces menos difusividad que el gel producido durante la hidratación de cemento normal. También, comprobó que la adición de un 10 % de humo de sílice, puede reducir la difusividad de iones de cloruro por más de 15 veces (Kayali, 2005).

Respecto a la velocidad de succión capilar de los hormigones elaborados con arenas trituradas, fue de  $1,3 \pm 0,04 \text{ g/m}^2 \cdot \text{s}^{0,50}$ . La velocidad de succión capilar de los *HAN* es de un  $\sim 16\%$  mayor. Al finalizar el ensayo, la capacidad de succión de todas las mezclas, fue prácticamente constante, no existiendo diferencias en este parámetro, atribuibles al tipo de arena de las mezclas.

#### a) Seguimiento de la Fisuración

**Longitud de fisuras:** La aparición de las fisuras en las vigas, con hormigones con relaciones  $a/c = 0,40$ , y la evolución de la longitud de las mismas, se muestra en la Figura 8.44. Las vigas con arena triturada presentan un inicio más temprano de la fisuración, respecto a la viga con hormigón *HAN*. La mayoría de las fisuras resultaron ser paralelas a las armaduras principales, y se encontraron dentro de la zona humectada con la solución de cloruros.

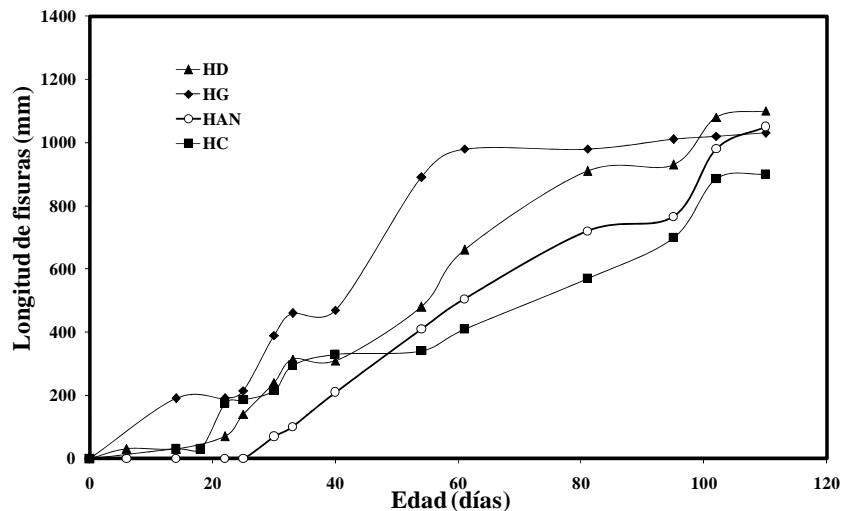


Figura 8.44: Evolución de la longitud de fisuras en el tiempo (Serie 3).

**Ancho máximo de fisuras:** Respecto a la evolución de los anchos máximos de fisuras, los valores de las cuatro vigas tienden a converger a un ancho de  $0,50 \pm 0,05$  mm (Figura 8.45).

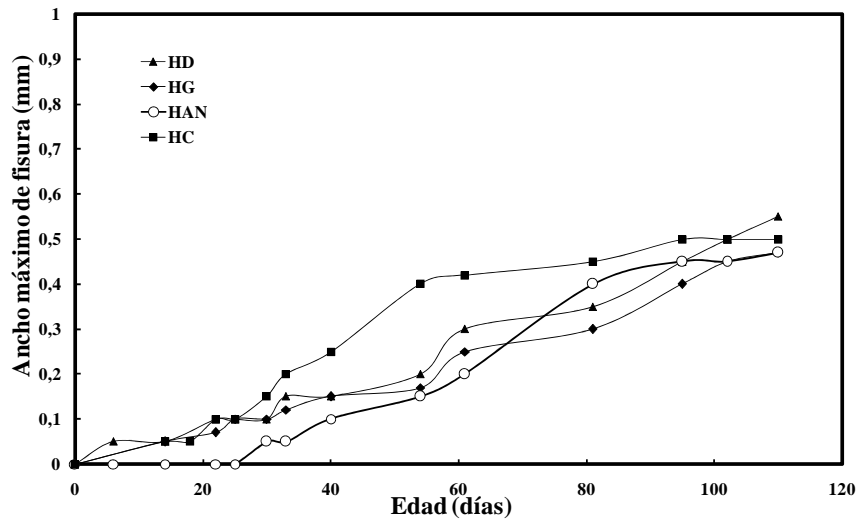


Figura 8.45: Evolución del ancho máximo de fisura en el tiempo (Serie 3).

**Área de fisuras:** En la Figura 8.46 se informa el desarrollo de las áreas de fisuras en el tiempo. Se destaca, que el crecimiento de las áreas de fisuras en el tiempo, presenta diferencias en la aparición de las fisuras entre los diferentes hormigones, aunque al finalizar el ensayo, los valores de las áreas tienden a un rango muy acotado de valores,  $213 \pm 38 \text{ mm}^2$ . Estos valores resultan menores a los valores de las áreas de las dos restantes series.

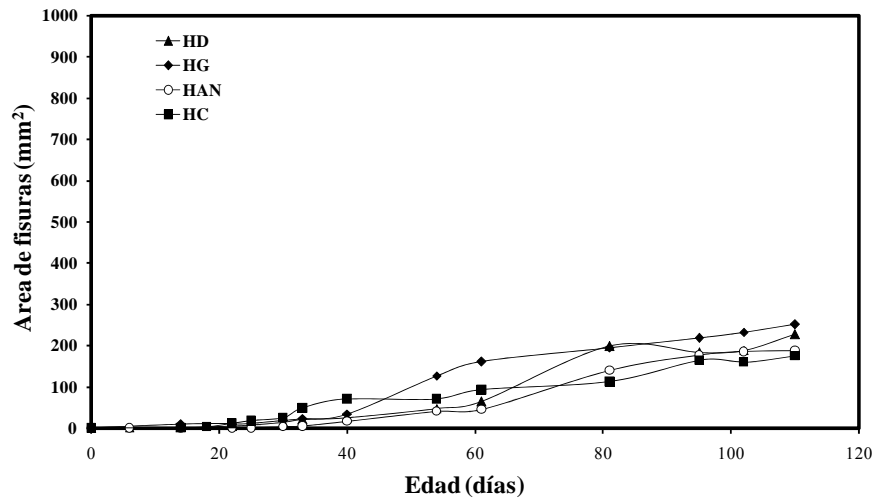


Figura 8.46: Evolución de la fisuración de las vigas de hormigón armado en el tiempo (Serie 3).

En la Figura 8.47, se muestra la fisura a lo largo de los 50 cm centrales de la viga *HAN*, en esta serie de vigas visualmente se pudo observar una lixiviación de productos de corrosión mayor que en el caso de las otras dos series, tal vez relacionado por la mayor solubilidad de los productos de corrosión. Las fisuras no se ramificaron, tendieron a ser más lineales con pocas ramificaciones.

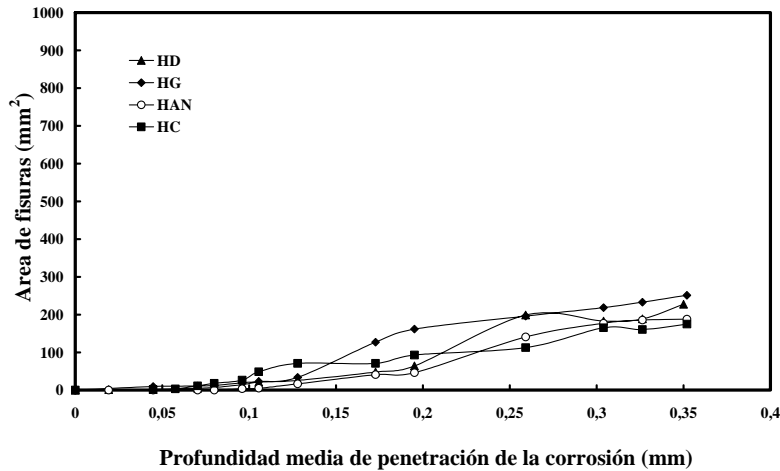




**Figura 8.47:** Fisura longitudinal lateral de la viga HAN.

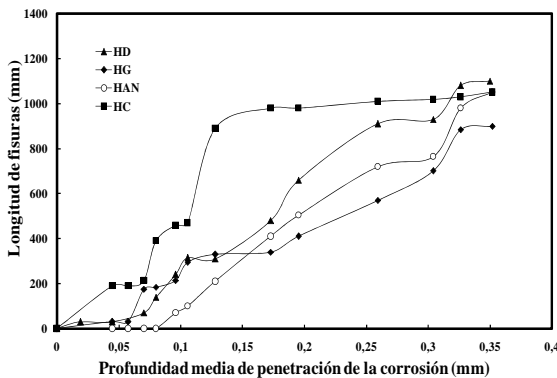
**b) Profundidad Media de Penetración de la Corrosión**

En la Figura 8.48 se observa la evolución del daño frente al incremento de la profundidad de la penetración teórica de la corrosión y se destaca que las curvas de las 4 vigas se encuentran muy próximas entre sí.

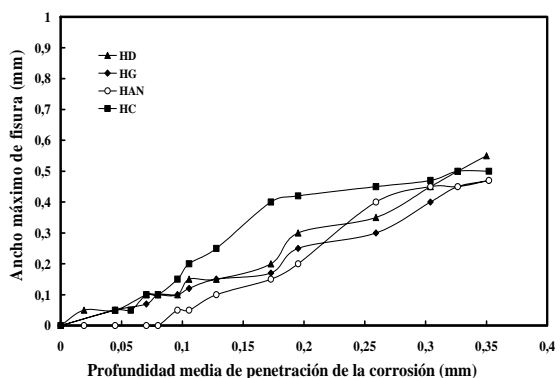


**Figura 8.48:** Evolución de las áreas de fisuras con la profundidad media de penetración de la corrosión (Serie 3).

En las Figuras 8.49 y 8.50 se brinda la relación entre la  $P_x$  y la longitud y el ancho máximo de fisuras, que tienen relación con las Figuras 8.44 y 8.45, respectivamente. En las Figuras 8.49 y 8.50 hay un cambio en la escala de las abscisas. Estas figuras permiten ver cómo se relacionan el grado de corrosión, con el desarrollo de la longitud y el ancho de fisuras de las vigas en ensayo.



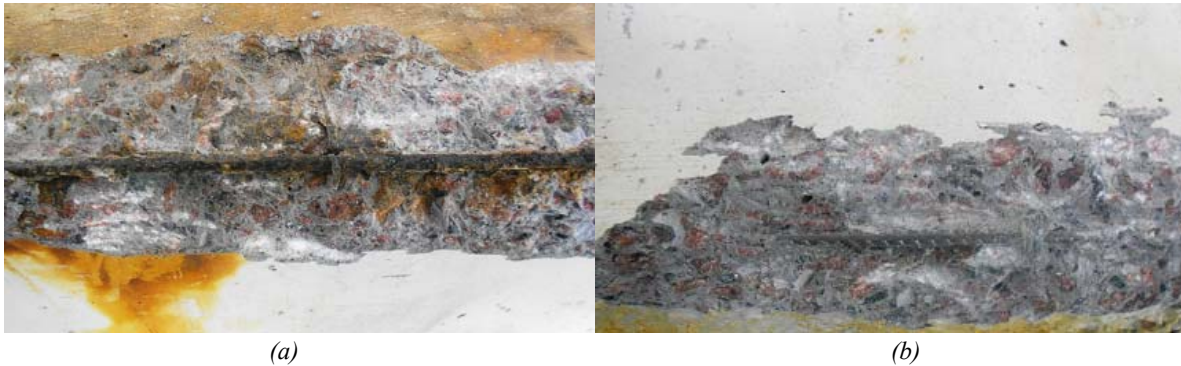
**Figura 8.49:** Longitud de fisuras vs. Profundidad media de penetración de la corrosión (Serie 3).



**Figura 8.50:** Ancho máximo de fisuras vs. Profundidad media de penetración de la corrosión (Serie 3).

### c) Gravimetría

Las Figuras 8.51 a y b, y 8.52, muestran que la corrosión de las barras fue más generalizada que en el caso de la Serie 1, aunque, por la presencia de cloruros, se detectaron ataques localizados, que en pocos casos cortaron totalmente las barras. La morfología de las barras al final del ensayo es similar para las cuatro vigas. En cambio, las armaduras inferiores no resultaron afectadas por la corrosión (Figuras 8.51.b). La pérdida de acero de la parte central de las armaduras y de la parte superior de los estribos, respecto al peso inicial de las barras, estuvo comprendida en  $30 \pm 3,0 \%$ , para las cuatro vigas en estudio (Figura 8.52). Este valor fue superior al de la Serie 1,  $26,5 \pm 2,5 \%$ . Las pérdidas de las armaduras de la Serie 3 fueron de 29,7 %, 26,7 %, 31,2 % y 32,6 %, para las vigas con hormigones *HC*, *HD*, *HG* y *HAN*, respectivamente.



**Figura 8.51:** Barra superior de acero corroída (a); Barra de acero sin corrosión de la parte inferior de la viga (b).



**Figura 8.52:** Barras de acero después de 110 días de ensayo (Serie 3).

Las velocidades obtenidas en este ensayo acelerado, empleando la Ecuación 8.5, fueron de 2.083, 2.077, 2.022 y 1.824  $\mu\text{m/año}$ , para las vigas *HC*, *HD*, *HG* y *HAN*, respectivamente. Los valores resultan extremadamente altos si se los compara con los medidos en un proceso de corrosión natural, dado que velocidades de corrosión  $> 10 \mu\text{m/año}$  se considera un nivel de corrosión “alto” (Manual Contecvet, 2000), aunque menores a los obtenidos en los ensayos de la Serie 1.

### d) Productos de Corrosión

En esta serie de vigas se analizaron los productos de corrosión, formados sobre la superficie externa de las vigas y, también sobre la superficie de las barras corroídas. El estudio se realizó por Difracción de Rayos X, y los cinco difractogramas, resultaron similares, mostrando una fuerte presencia de calcita (C). Los productos de corrosión detectados fueron: akagenita (A), goetita (G), y magnetita (M). El incremento de volumen de estos productos respecto al acero, son de 3,48, 2,91 y 2,10, respectivamente. Estos valores son similares a los recomendados por algunos investigadores para emplear en los modelos para determinar la presión de los óxidos y la fisuración (Suda, 1993; Jamali, 2013). En la Figura 8.53 se muestra el difractograma de los productos encontrados sobre la superficie de las barras de acero, y los restantes difractogramas se encuentran en el Anexo de este capítulo. La mayor diferencia entre los difractogramas se encuentra que en la Figura 8.53 el pico correspondiente a la magnetita ( $2\theta = 27,450$ ) es muy elevado, 702

cuentas, respecto a los picos máximos de los otros *DRX* (entre 123 y 416 cuentas), debido a que el material analizado se obtuvo de la parte que estaba adherida a las barras. También, en el Anexo se informa complementariamente la composición en elementos químicos, por medio de microscopía electrónica de barrido (*SEM/EDAX*), de las mismas muestras analizadas por *DRX*.

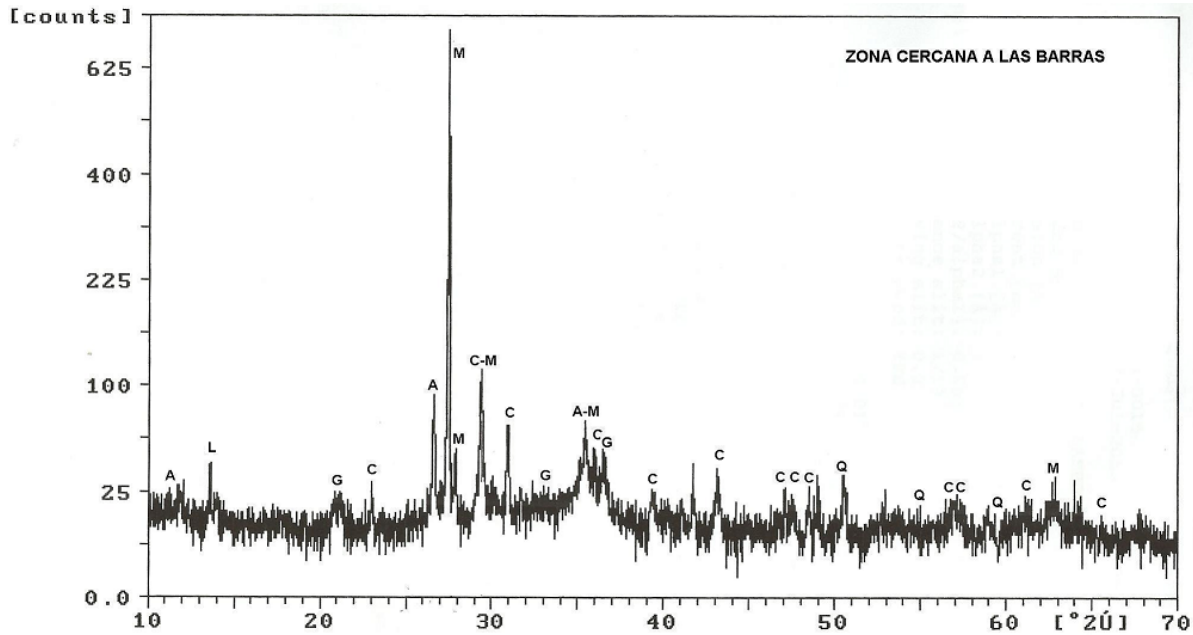


Figura 8.53: Difractograma de los productos de corrosión (Serie 3).

### 8.3.5.2.- Discusión de los Resultados Obtenidos en Vigas de la Serie 3

#### a) Seguimiento de la Fisuración

**Longitud de fisuras:** Las curvas de la Figura 8.49, resultan análogas a las de la Figura 8.44 y, habiéndoseles realizado una regresión lineal, para relacionar la longitud de fisuras (*L*) y el tiempo (*t*); en todos los casos aproximados con rectas, resultaron con elevados coeficientes de regresión (Tabla 8.19). Al finalizar el ensayo, la sumatoria de la longitud de fisuras de cada viga tendió a valores similares,  $1.000 \pm 100$  mm. La magnitud de las longitudes de fisuras de esta serie se encuentra entre los valores de las Series 1 y 2. La aparición de las fisuras en las vigas elaboradas con arenas trituradas ocurren entre 6 y 14 días, en cambio la viga con *HAN*, ocurrió en el día número 30 del ensayo.

Tabla 8.19: Relación entre la longitud total de fisuras y el tiempo (Serie 3).

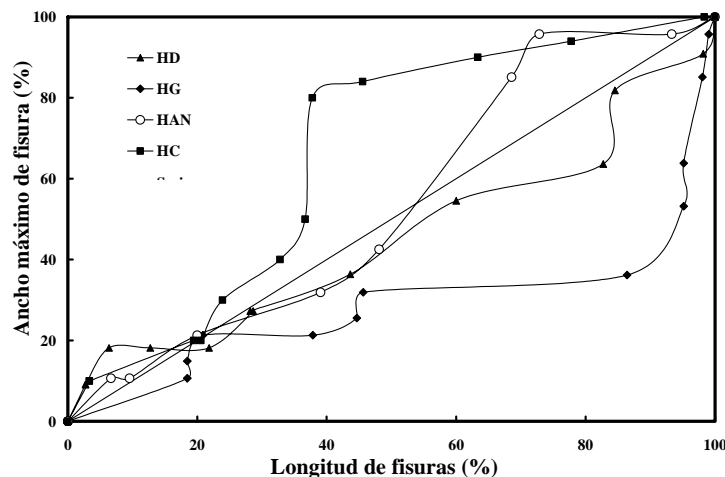
Mezcla	Longitud de fisuras en función del tiempo, ( <i>L</i> en mm, y <i>t</i> en días)	R <sup>2</sup>
<i>HG</i>	$L = 9,840 * t + 105,1$	0,85
<i>HD</i>	$L = 11,66 * t - 125,3$	0,98
<i>HC</i>	$L = 8,354 * t - 47,58$	0,96
<i>HAN</i>	$L = 11,89 * t - 266,2$	0,99

**Ancho máximo de fisuras:** Al igual que en la Serie 1, los valores finales del ancho de fisura son diferentes para cada tipo de hormigón. La regresión lineal de los resultados del ancho máximo de fisura ( $w$ ) y el tiempo ( $t$ ) (Figura 8.45), permitió obtener las ecuaciones que se indican en la Tabla 8.20, con sus respectivos coeficientes de correlación. A los 110 días de ensayo, el valor del ancho máximo de fisuras de las cuatro vigas tendió a un mismo valor, y las pendientes de las rectas resultaron prácticamente iguales.

**Tabla 8.20:** Relación entre el ancho máximo de fisura y el tiempo (Serie 3).

Mezcla	Ancho máximo de fisura en función del tiempo, ( $w$ en mm, y $t$ en días)	$R^2$
<i>HG</i>	$w = 0,004 * t - 0,028$	0,98
<i>HD</i>	$w = 0,005 * t - 0,022$	0,98
<i>HC</i>	$w = 0,005 * t + 0,011$	0,91
<i>HAN</i>	$w = 0,005 * t - 0,136$	0,97

Analizando la evolución del desarrollo del ancho y de la longitud, hasta alrededor del 40 % de cada una de las variables, las curvas se aproximan a la bisectriz. A partir de ese punto, en las vigas con los hormigones *HD* y *HG* el crecimiento de la longitud de fisuras es mayor, respecto al ancho, hasta un 80 % de longitud relativa, Figura 8.54. Un comportamiento similar tiene la viga con *HC*, salvo que en el punto del 40 % tiene un crecimiento brusco del ancho y, luego, prevalece el crecimiento de la longitud de la fisura. En cambio, la viga con el hormigón *HAN* se mantiene hasta un 60 % de la longitud, cercano a la bisectriz, para luego, prevalecer el crecimiento del ancho hasta un 75 % de la longitud relativa. En términos generales, se puede decir que el hormigón con partículas redondeadas tiene un desarrollo similar tanto en el ancho como en el largo de las fisuras, y los hormigones con arena triturada tienen un comportamiento variable a partir del 40 % de las dos dimensiones relativas.



**Figura 8.54:** Evolución relativa del ancho y de la longitud de fisuras (Serie 3).

**Áreas de fisuras:** Las áreas de fisuras de las vigas con arenas trituradas, estuvieron comprendidas entre 251 y 175 mm<sup>2</sup>, en cambio, para la viga con *HAN* el área de fisuras fue de 188 mm<sup>2</sup>, es decir, tendiendo a ser un valor menor que para las vigas con arenas trituradas.

En la Tabla 8.21 se describe la relación encontrada entre el área de fisuras y la edad de ensayo (para el período de propagación (Figura 8.46), y además, la edad teórica de aparición de la primera fisura, obtenida de las ecuaciones que se indican en la mencionada tabla. En términos prácticos, las rectas tienden a ser paralelas, observándose una menor pendiente en la recta *HC*, que es del orden del 75 % del promedio de las

cuatro pendientes. Respecto a los óxidos, los mismos lixiviaron al exterior en forma abundante y presentaron una coloración marrón-anaranjada, debida a la presencia de  $Fe^{+2}$ .

**Tabla 8.21:** Relación entre el daño área de fisuras de vigas y el tiempo (Serie 3).

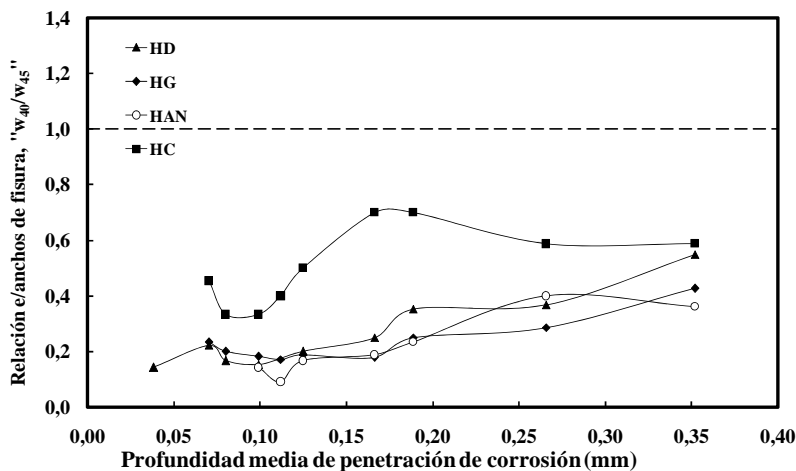
Mezcla	Área en función del tiempo, ( $AF$ en $mm^2$ , y $t$ en días)	$R^2$	Tiempo de aparición de la primera fisura:	
			Teórico (días)	Experimental (días)
HG	$AF = 2,875 * t - 51,77$	0,96	18	14
HD	$AF = 2,548 * t - 59,56$	0,93	23	6
HC	$AF = 1,842 * t - 23,52$	0,98	13	14
HAN	$AF = 2,620 * t - 87,16$	0,97	33	30

Finalmente, se ha comprobado que el tiempo hasta la aparición de la primera fisura (0,05 – 0,1 mm) es relativamente corto (etapa de generación). Después de que se generó la fisura, su evolución es relativamente lenta (etapa de propagación), y luego, el tiempo hasta llegar a producirse desprendimientos del recubrimiento, es relativamente largo.

**b) Profundidad Media de Penetración de la Corrosión:** De la Figura 8.48, se obtuvo que el avance de la corrosión para provocar la primera fisura, los valores de  $P_x$  fueron 96, 105, 105 y 130  $\mu m$ , para las vigas elaboradas con los hormigones HC, HD, HG y HAN, respectivamente. Los valores resultan superiores a los obtenidos en las dos series precedentes.

### 8.3.5.3.- Relación entre anchos de fisuras de las series con relaciones $a/c$ de 0,40 y de 0,45

La relación entre los anchos de fisuras de los hormigones con razón  $a/c = 0,40$ , respecto a los de la Serie 1, " $w_{40}/w_{45}$ ", en función de  $P_x$ , se establece en las Ecuaciones de 8.20 a 8.23 y la Figura 8.55, para los hormigones HG, HC, HD y HAN, respectivamente. Las curvas de hormigones con arenas HG, HD y HAN ( $R^2 = 0,66-0,94$ ) se encuentran agrupadas, en un rango de " $w_{40}/w_{45}$ " bastante estrecho, casi coincidente (0,23 – 0,27). En cambio la curva HC se encuentra por encima y el valor promedio de la relación " $w_{40}/w_{45}$ " es 0,51, el doble del promedio de los otros tres hormigones. Para los cuatro tipos de hormigones, y en todo el rango estudiado de profundidad de penetración de la corrosión, se observa que los anchos de fisuras de la Serie 3 son menores respecto a los anchos de la Serie 1.



**Figura 8.55:** Relación entre los anchos de fisuras de los hormigones de las Series 1 y 3.

$$HG: w_{40}/w_{45} = 4,61 P_x^2 - 1,15 P_x + 0,26 \quad (8.20) \quad - \quad HC: w_{40}/w_{45} = -10,79 P_x^2 + 5,4 P_x + 0,01 \quad (8.21)$$

$$HD: w_{40}/w_{45} = 1,98 P_x^2 + 0,49 P_x + 0,13 \quad (8.22) \quad - \quad HAN: w_{40}/w_{45} = -4,02 P_x^2 + 2,9 P_x - 0,15 \quad (8.23)$$

En las Figuras 8.56 y 8.57 se muestran las curvas de la Serie 3, junto a las curvas de referencia antes mencionadas. Sobre estas últimas valen las apreciaciones efectuadas en el punto 8.3.4.1. A pesar de que los hormigones tienen idénticas proporciones, salvo que se cambió el tipo de arena, las correspondientes curvas manifiestan un comportamiento diferente, tal como ocurrió con las otras dos series. Las ubicaciones relativas son iguales para las dos ecuaciones empleadas, 8.9 y 8.10. En la Tabla 8.22 se indican las ecuaciones obtenidas al efectuar los cálculos con las ecuaciones mencionadas.

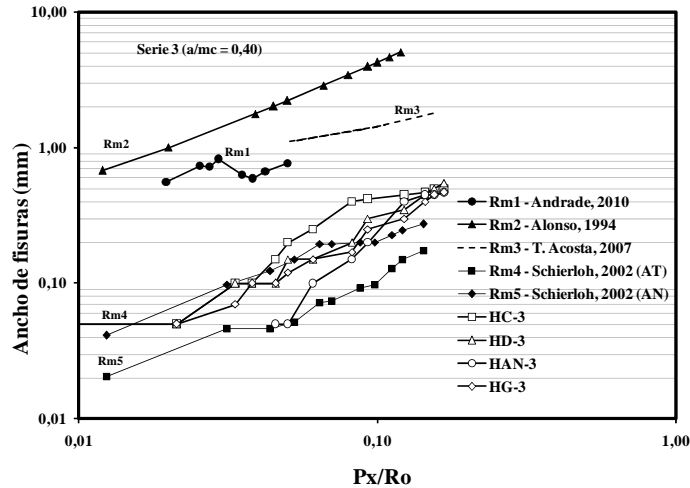


Figura 8.56: Ancho de fisuras vs. “ $P_x/(R_o)$ ” para las vigas de la Serie 3.

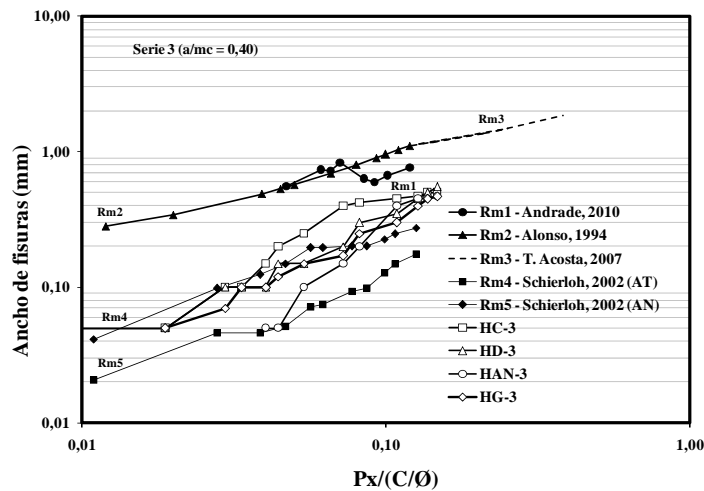


Figura 8.57: Ancho de fisuras vs. “ $P_x/(C/\phi)$ ” para las vigas de la Serie 3.

La diferencia encontrada en esta serie, respecto a las anteriores, es que el ancho de fisura cuando se empleó la misma metodología, se relacionaba con la relación  $a/c$  ó  $a/mc$ . En cambio, en este caso las curvas de la Serie 3 se superponen con las curvas de referencia,  $R_{m4}$  y  $R_{m5}$ , que poseen mayor valor de relación  $a/c$ , hecho que se puede asociar al contenido de un 10 % de humos de sílice en las vigas de la Serie 3. De este modo, las ecuaciones analizadas tienen una validez acotada a los materiales empleados, a la forma de ingreso, a la cantidad de los iones cloruro y a la metodología de ensayo. Esta conclusión, dificulta transpolar o aplicar las mismas directamente a estructuras reales.

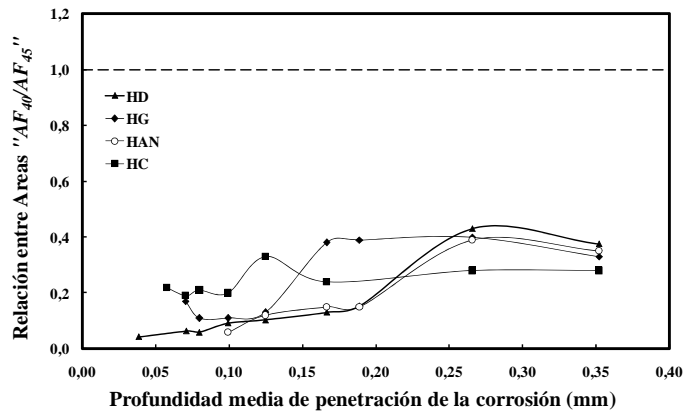
**Tabla 8.22:** Ecuaciones 8.9 y 8.10 para los hormigones de las Series 1 y 2, y para las referencias.

Mezcla	Serie	$w = k_1 (P_x / R_o) + b$	$R^2$	$w = k_2 [P_x / (C/\phi)] + b$	$R^2$
HD-3	3	$w = 3,253 (P_x / R_o) - 0,022$	0,98	$w = 3,688 [P_x / (C/\phi)] - 0,022$	0,98
HC-3		$w = 3,219 (P_x / R_o) + 0,026$	0,91	$w = 3,649 [P_x / (C/\phi)] + 0,026$	0,91
HG-3		$w = 2,920 (P_x / R_o) - 0,028$	0,98	$w = 3,311 [P_x / (C/\phi)] - 0,028$	0,98
HAN-3		$w = 3,842 (P_x / R_o) - 0,136$	0,97	$w = 4,356 [P_x / (C/\phi)] - 0,136$	0,97
$Rm_1$	Curvas de comparación	$w = 10,183 (P_x / R_o) + 0,628$		$w = 4,243 [P_x / (C/\phi)] + 0,628$	
$Rm_2$		$w = 40,80 (P_x / R_o) + 0,190$		$w = 7,650 [P_x / (C/\phi)] + 0,190$	
$Rm_3$		$w = 13,86 (P_x / R_o) - 0,164$		$w = 2,729 [P_x / (C/\phi)] + 0,781$	
$Rm_4$		$w = 1,626 (P_x / R_o) + 0,053$		$w = 1,846 [P_x / (C/\phi)] + 0,053$	
$Rm_5$		$w = 1,167 (P_x / R_o) - 0,002$		$w = 1,325 [P_x / (C/\phi)] - 0,002$	

**8.3.5.4. Aplicación a los resultados de la Serie 3 en la Ecuación 8.15, en base a las áreas de fisuras**

En este punto se analizará la Ecuación 8.15 propuesta, en base a las áreas de fisuras. En la Figura 8.58 se muestra la relación entre las áreas de fisuras de la Serie 3, respecto a la Serie 1, “ $AF_{40}/AF_{45}$ ”. Los valores de la relación “ $AF_{50}/AF_{45}$ ” fueron, en promedio, de 0,24, 0,16, 0,25 y 0,20, para las vigas *HC*, *HD*, *HG* y *HAN*, respectivamente.

Al igual que los resultados del ancho de fisura, “ $w_{40}/w_{45}$ ” (Figura 8.54), los hormigones con arenas trituradas tienen un comportamiento relativamente similar, con valores de “ $AF_{50}/AF_{45}$ ” menores a la unidad, no existiendo un comportamiento diferente para el hormigón elaborado con arena natural.



**Figura 8.58:** Relación entre las áreas de la Serie 3 y la Serie 1.

Para el análisis de la aplicación de la Ecuación 8.15, se tomaron como curvas de referencias las curvas  $Rm_4$  y  $Rm_5$  (Schierloh, 2002), y una tercera ( $Rm_6$ ), obtenida por Aveldaño et al, aplicando la misma metodología que la empleada en esta tesis, con hormigones con relación  $a/c$  de 0,58, 300 kg de CPF-40/m<sup>3</sup> de hormigón y una resistencia a compresión de 24,6 MPa (Aveldaño, 2006).

En la Figura 8.59 se observa que los valores experimentales correspondientes a los hormigones de la Serie 3, muestran desarrollos diferentes para cada tipo de hormigón, debido a que el tipo de arena influye en el daño ocurrido. Para una determinada relación “ $P_x/(C/\phi)$ ”, la viga con hormigón *HAN-3* presenta un área de fisuras menor, al igual que en el caso observado para la Serie 1 (Figura 8.41). En la Tabla 8.23 se muestran las rectas obtenidas y se las compara con las de referencia.

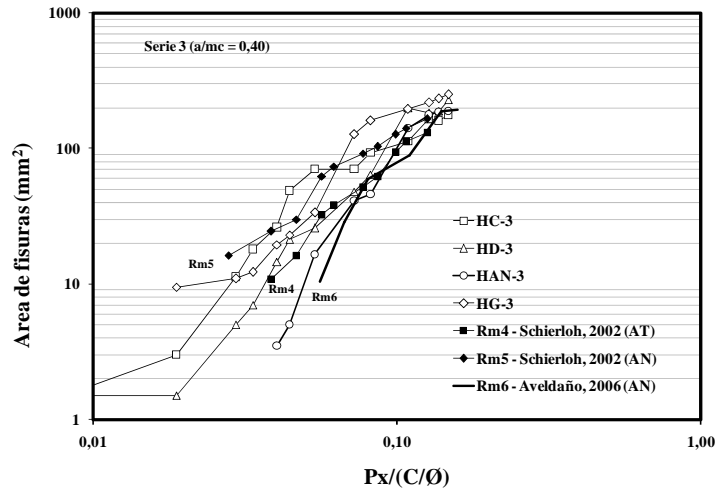


Figura 8.59: Áreas de fisuras vs. “ $P_x/(C/\phi)$ ” para las vigas de la Serie 3.

Finalmente, es importante destacar que las curvas de la Serie 3 se superponen con las curvas de referencia,  $Rm_4$ ,  $Rm_5$  y  $Rm_6$ , a pesar de la gran diferencia de relaciones  $a/c$ , del mismo modo que en el caso de las ecuaciones del ancho de fisuras. Este comportamiento resulta diferente al observado para las Series 1 y 2, y se puede asociar a la incorporación de humos de sílice en el hormigón de la Serie 3, y reafirma el hecho planteado que este tipo de ecuaciones tiene validez cuando se trata de materiales y de metodología similares. Por ello, nuevamente es válido aclarar la dificultad de transpolar estos diagramas obtenidos en laboratorio a las obras reales.

Tabla 8.23: Ecuaciones para los hormigones de la Serie3, y para curvas de referencia.

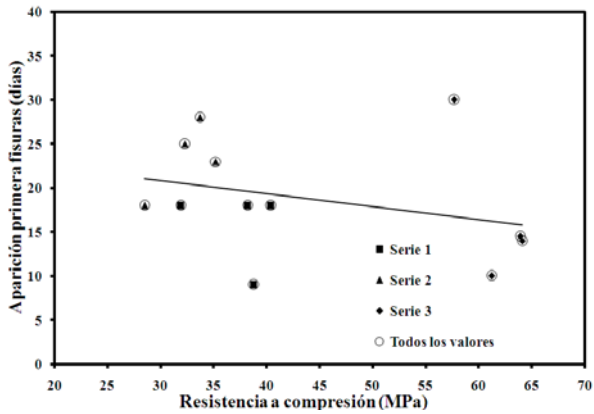
Mezcla	Serie	Relación $a/mc$	$AF = k_a [P_x / (C/\phi)] + b_a$	$R^2$
HD-3	3	0,40	$AF = 1.790 [P_x / (C/\phi)] - 48,7$	0,92
HC-3			$AF = 1.324 [P_x / (C/\phi)] - 18,6$	0,98
HG-3			$AF = 2.139 [P_x / (C/\phi)] - 51,8$	0,96
HAN-3			$AF = 1.949 [P_x / (C/\phi)] - 87,2$	0,97
$Rm_4$	Curvas de comparación	0,60	$AF = 1.438 [P_x / (C/\phi)] - 50,9$	0,98
$Rm_5$			$AF = 1.600 [P_x / (C/\phi)] - 33,2$	0,99
$Rm_6$		0,58	$AF = 1.870 [P_x / (C/\phi)] - 96,2$	0,97

### 8.4. Análisis Global de las Tres Series de Vigas de Hormigón Armado

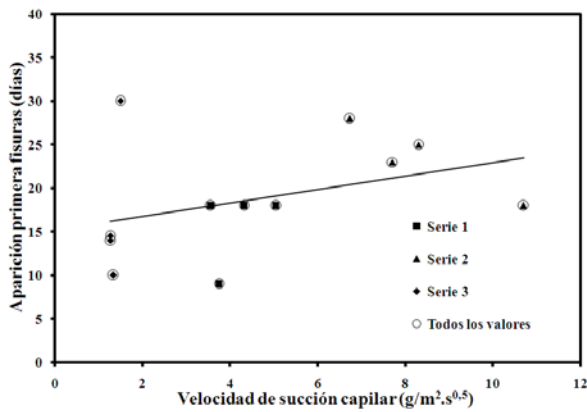
**Análisis de la fisuración de las vigas de hormigón armado:** La comparación del comportamiento de las tres series de vigas sometidas a corrosión acelerada, comenzó con la comparación de la relación existente entre la resistencia a compresión y la velocidad de succión capilar de los hormigones que se utilizaron en las vigas (ver Figuras 7.45 y 7.47). Así se evaluó el efecto de las características físicas del agregado fino, sobre los mecanismos de transporte asociados a la corrosión de las armaduras; y en este punto ahora, se completará el análisis comparativo con los resultados obtenidos y analizados por separado en el presente capítulo. En la Figura 7.45 se comparan los valores correspondientes a las Series 1 y 2, con diferentes  $VSC$ , en cambio en la Figura 7.47, se incluyen las tres series de hormigones y se compara el comportamiento observado con otras experiencias similares.



Respecto a las relaciones que se encontraron entre los tiempos de aparición de la primera fisura y, la resistencia a compresión y la *VSC* de los hormigones, las mismas se resumen en las Figuras 8.60 y 8.61. Si bien no existe una correlación significativa entre las variables, se indica en cada figura la tendencia de los resultados de las 3 series. Si bien las mezclas de hormigón fueron diseñadas con iguales proporciones para cada serie, el cambio del tipo de agregado fino tiene una marcada influencia, asociada a la tortuosidad de las interfases “*pasta-agregado fino*”, y en la Serie 3, a la presencia de humos de sílice. A medida que la resistencia del hormigón se incrementa, el tiempo es menor. La situación es similar cuando el hormigón es menos poroso, es decir, que tienen una menor *VSC*. Es decir, que los resultados encontrados en las dos figuras resultan coherentes entre sí, ya que la porosidad del hormigón está influyendo en el tiempo de aparición de la primera fisura.



**Figura 8.60:** Tiempo de aparición de la primera fisura vs. Resistencia a compresión.



**Figura 8.61:** Tiempo de aparición de la primera fisura vs. Velocidad de succión capilar.

Complementariamente, el tiempo de aparición de la primera fisura, referida a la relación  $a/mc$ , muestra un comportamiento similar para las vigas con arenas trituradas, respecto a la viga con arena natural. En el caso de las vigas con arenas trituradas, al incrementarse la relación  $a/mc$ , existe un mayor espacio para ubicarse los productos de corrosión, demorando el tiempo de aparición de la primera fisura. En la viga con *HAN*, el comportamiento es inverso, tal vez relacionado por la menor resistencia del *HAN* (Figura 8.62).

Analizando la penetración de la corrosión,  $P_x$ , necesaria para la aparición de la primera fisura, en función de la relación  $a/mc$ , las vigas con humos de sílice se comportan totalmente diferente a aquellas que no la contienen (Figura 8.63). Esta división de las series de vigas, se manifiesta también cuando se analice la relación entre la  $P_x$  y el tiempo de aparición de la primera fisura (Figura 8.64), donde las Series 1 y 2 se agrupan separadamente de los valores de la Serie 3.

El comportamiento observado muestra que a medida que el hormigón es más poroso, es necesario un mayor consumo del acero para que se produzca la primera fisura, y a medida que es necesario una mayor profundidad de corrosión, el tiempo de aparición de la primera fisura se incrementa. Es importante mencionar que la Serie 3 se elaboró con el agregado de humos de sílice para poder llegar a hormigones de altas prestaciones, y estudiar el proceso de corrosión, que era uno de los objetivos de esta tesis. Otras experiencias han concluido que la corrosión en el hormigón de altas prestaciones, podría ser muy lenta debido a la alta resistividad del hormigón, pero la reducida porosidad y la elevada fragilidad y poca ductilidad de este tipo de hormigón, conduce asimismo a la pérdida del recubrimiento en pocos años, una vez iniciada la corrosión de las armaduras (Bermúdez Odriozola, 2007).

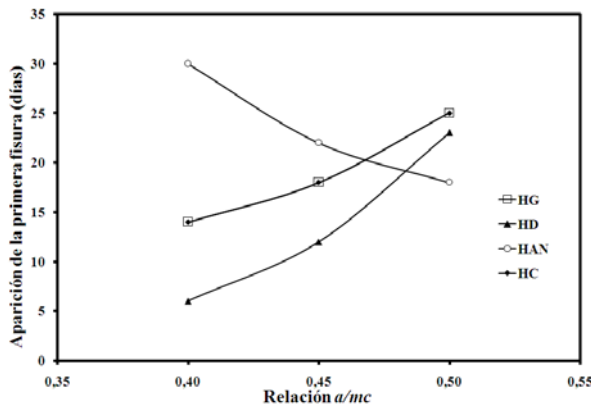


Figura 8.62: Tiempo de aparición de la primera fisura vs. Relación a/mc.

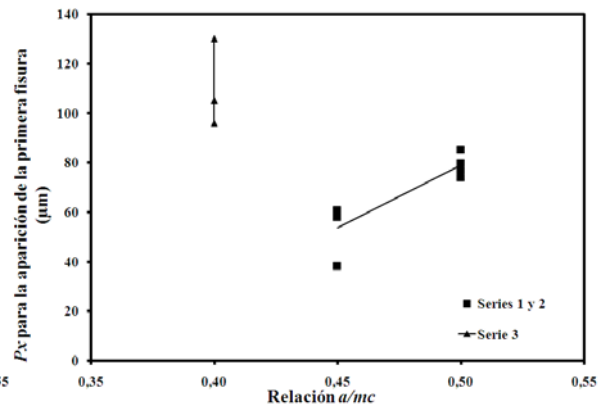


Figura 8.63:  $P_x$  para la aparición de la primera fisura vs. Relación a/mc.

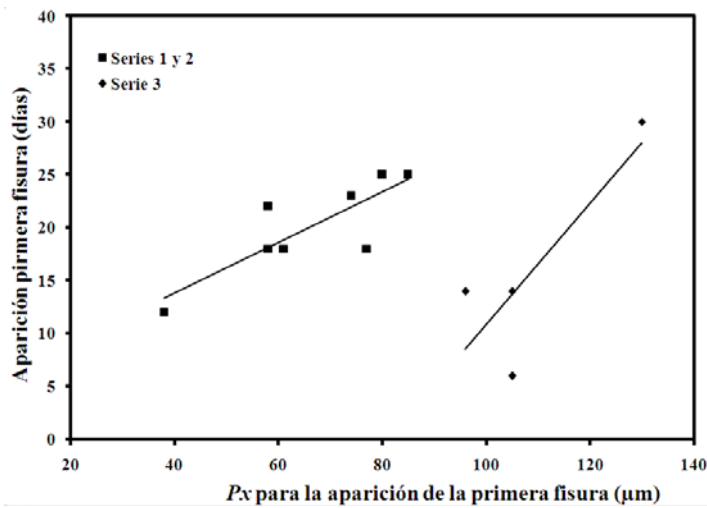


Figura 8.64: Tiempo de aparición de la primera fisura vs. Penetración de la corrosión,  $P_x$ .

Por otra parte, cuando se analiza el daño sufrido por las vigas, en base al área de fisuras al finalizar el ensayo, en la Figura 8.65 también se diferencian las dos series de hormigones que no contienen humos de sílice, respecto a la serie que sí contiene. Analizando la tendencia de las vigas de la Serie 1 y 2, resulta que cuando el hormigón tiene mayor  $VSC$ , es más poroso, el daño es menor por la mayor facilidad de movimiento de los productos de corrosión dentro de la estructura de la pasta, generando menores presiones. En dicha figura se indica el límite establecido por el Reglamento CIRSOC 201-05, los hormigones de altas prestaciones cumplen holgadamente con ese límite, la Serie 1 se encuentra cercano al límite de  $4 \text{ g/m}^2\text{s}^{0,50}$ , en cambio los hormigones con relación  $a/c = 0,50$  tienen altos valores de  $VSC$ , que solo los hacen aptos para ser empleados en estructuras emplazadas en el ambiente A-I (no agresivo).

De la Figura 8.66 se puede efectuar un análisis similar al realizado al comentar la figura anterior, donde los hormigones de altas prestaciones se diferencian notablemente de las Series 1 y 2. Dicha diferencia se puede asociar a la inclusión de sílica fume, a la diferencia en la difusión del oxígeno para las diferentes relaciones  $a/mc$  que pueden generar diferentes productos de corrosión, tanto en el grado de cristalinidad, la solubilidad y el incremento de volumen de dichos productos (Suda, 1993; Cascudo, 1999; Bioubakhsh, 2011).

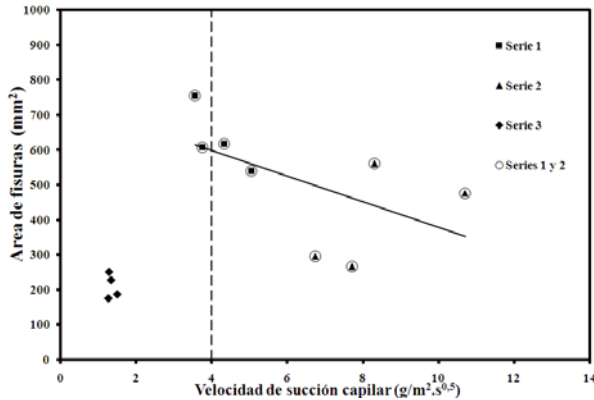


Figura 8.65: Área de fisuras vs. Velocidad de succión capilar.

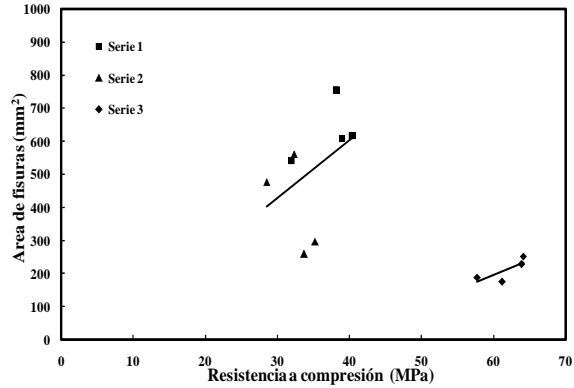


Figura 8.66: Área de fisuras vs. Resistencia a la compresión.

En esta tesis se ha analizado la importancia del porcentaje de vacíos del agregado fino, como un indicador de la forma y la textura de sus partículas, que afecta al empaque de las partículas y al contenido de pasta de cemento para lograr una determinada consistencia. En la Figura 8.67 se analiza la influencia de las características físicas del agregado fino, asociadas al contenido de vacíos de la arena sin polvo, en estado compactada, sobre el área de fisuras de las vigas. La Serie 2 muestra un grado de correlación importante ( $R^2 = 0,94$ ), en cambio para la Serie 3 no hay correlación entre las variables y para la Serie 1, el valor del coeficiente de correlación resulto ser muy bajo. En el primer caso, Serie 2, a medida que la arena tiene un menor % de vacíos, el área de fisuras es mayor, tal que un menor contenido de vacíos indica un mayor contacto entre partículas, es decir, un mayor volumen de interfaces “*pasta-agregado fino*”. En cambio, los hormigones de la Serie 3 tienen un mayor contenido de pasta (13 %), y además, ésta resulta con mayor resistencia, no siendo la fase más débil del hormigón, dado que el nivel de resistencia de esta serie es de  $61 \pm 3,3$  MPa, y entonces la influencia del empaque de la arena es despreciable. Por otra parte, en la Figura 8.68 se efectúa un análisis similar, tomando el porcentaje de vacíos de la arena en estado suelto, el comportamiento de las Series 1 y 2 es relativamente aceptable, con  $R^2$  entre 0,74 y 0,64 (aquí, la diferencia entre los volúmenes de pasta es de un 6 %) y; la Serie 3 nuevamente no presenta correlación entre las dos variables analizadas.

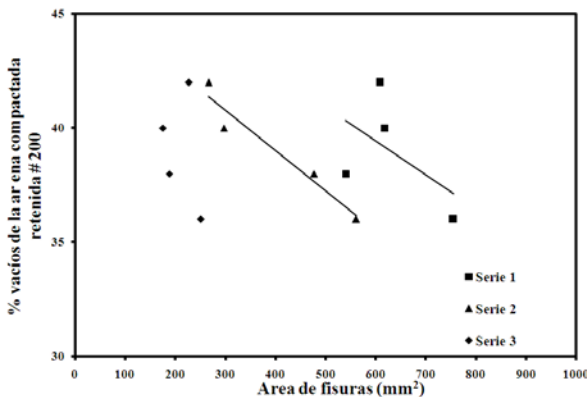


Figura 8.67: Área de fisuras vs. % vacíos de la arena retenida sobre el tamiz N° 200.

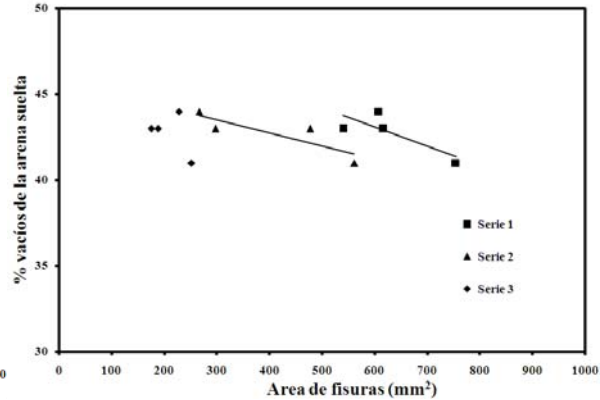
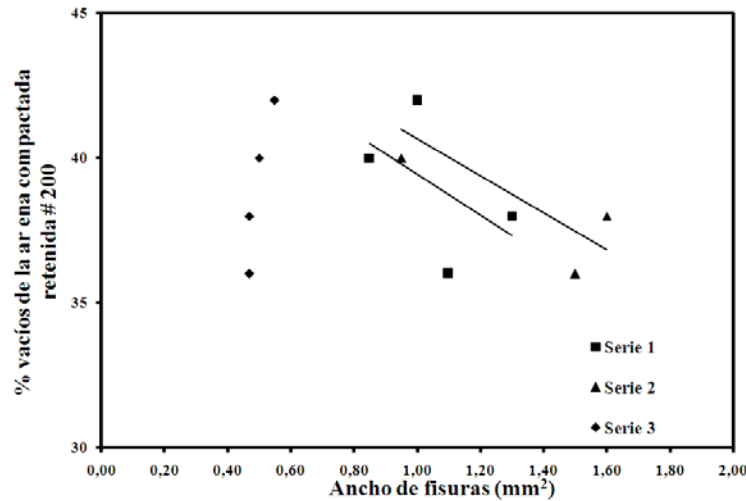


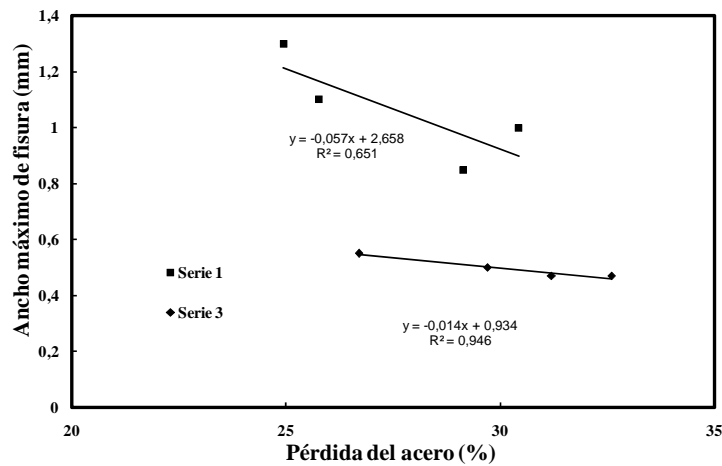
Figura 8.68: Área de fisuras vs. % de vacíos de la arena en estado suelta.

Respecto a la relación entre el ancho de fisuras y contenido de vacíos de la arena, en la Figura 8.69 se observa un comportamiento similar al descrito para la relación que se indica en la Figura 8.67. Cuando se analizó el ancho de fisuras y el porcentaje de vacíos de la arena en estado suelta, la correlación fue muy baja.



**Figura 8.69:** Ancho de fisuras vs. % de vacíos de la arena retenida sobre el tamiz N° 200.

Finalmente, en la Figura 8.70, se indica la relación que existe entre la pérdida de acero y el ancho máximo de fisura, al final del ensayo (110 días). Dicha figura distingue, nuevamente, al comportamiento de los hormigones con humos de sílice respecto a los hormigones sin esa adición mineral activa.



**Figura 8.70:** Relación entre la pérdida del acero y el ancho máximo de fisura al final del ensayo.

**Cinética de la reacción de corrosión de las 3 series de vigas:** Un concepto importante en la cinética química es el tiempo de vida media o período de semi-reacción, ( $t_{0,50}$ ), y se define como el tiempo necesario para que la concentración del reactivo (moles o masa) se reduzca a la mitad. De un modo análogo, en el caso de la corrosión de las barras de acero se puede considerar el área de fisuras como un factor directo a la cantidad de acero consumido en la reacción de corrosión. También, suele tomarse como medida de la cinética de reacción la inversa del tiempo de vida media ( $1/t_{0,50}$ ) (Avner, 1996).

En la Tabla 8.24 se indica el tiempo  $t_{0,50}$ , que se relaciona con la velocidad de las reacciones de corrosión, obtenidos en base al 50 % del área de fisuras final. Se adopta como área final a la correspondiente al finalizar el ensayo, cuando el tamaño importante de las fisuras permite que los óxidos salgan libremente

sin ejercer presión, a pesar que la corrosión del acero pueda seguir hasta el consumo casi total del mismo. De las Tablas 8.9, 8.14 y 8.21, se calculó el tiempo en el que se produjo el 50 % del área de fisuras, al final del ensayo para las tres series de vigas. Los valores para los hormigones con arenas trituradas presentan una diferencia importante en los tiempos, con respecto a las vigas con los hormigones *HAN*, entre un 15 y un 29 %.

El tiempo de vida media también permite ver que el tipo de arena influye en el proceso de corrosión de vigas de hormigón armado, cuando el resto de las variables, de la dosificación y de la metodología de ensayo, se mantienen constantes.

**Tabla 8.24:** Tiempo  $t_{0,50}$  para vigas de hormigón elaborados con diferentes arenas.

Mezcla	Tiempo $t_{0,50}$ (días)		
	Serie 1	Serie 2	Serie 3
Resistencia, MPa	34 ± 1,7	36 ± 4,5	61 ± 3,3
<i>HG</i>	70	84	80
<i>HD</i>	57	89	91
<i>HC</i>	69	82	73
Promedio AT	65 (100 %)	85 (100 %)	81 (100 %)
<i>HAN</i>	77 (118 %)	60 (71 %)	69 (85 %)

### 8.5. Consideraciones Finales del Presente Capítulo

Las experiencias y estudios realizados en vigas con hormigones elaborados con diferentes tipos de agregados finos (naturales y triturados), y relaciones *a/c* entre 0,40 y 0,50, donde se mantuvo constante el volumen de pasta en cada serie, permiten llegar a las siguientes consideraciones parciales:

*Estudios sobre la carbonatación del hormigón:*

- De acuerdo a esta clasificación del coeficiente de carbonatación, los hormigones con relación *a/c* = 0,45 (Serie 1), se encuentran en categoría de hormigones de alta calidad, en cambio, los restantes, con relación *a/c* = 0,50 (Serie 2), la calidad es regular.
- Aplicando el modelo del EHE-2008 dio como resultado valores de la vida útil relativamente elevados, concluyendo que este modelo sobreestima los tiempos inferidos para la vida útil, en particular, los que corresponden con la despasivación de las armaduras.

*Respecto a las vigas de hormigón armado sometidas a un proceso de corrosión acelerado:*

- Las experiencias realizadas, muestran en las tres series de vigas que el tipo de arena, tanto su mineralogía como sus características físicas, influyen en el proceso de fisuración. El tiempo de aparición de la primera fisura, los anchos, largos y áreas finales de fisuras se ven afectados por el tipo de arena empleado.
- En la corrosión de las vigas de hormigón armado, el tiempo de aparición de la primera fisura, el área de fisuras y el ancho de fisuras máximo final están relacionados con la resistencia del hormigón, y a su vez esta, con el tipo de arena. El porcentaje de vacíos de la arena influye, también en el proceso de fisuración.

- Existe una relación directa entre la succión capilar y el tiempo de aparición de la primera fisura y del área final de fisuras. A medida que se incrementa el valor de la succión capilar existe una mayor movilidad de los productos de corrosión, de modo que se originan menores presiones internas en el hormigón que rodea a las barras, y en consecuencia, un menor grado de deterioro. Esta relación está estrechamente ligada al tipo de agregado fino y, específicamente, a la forma y textura que determinan la tortuosidad de la interfaces “*pasta-agregado fino*”, que resultan las vías de ingreso de las sustancias agresivas, cuando la única variable de los hormigones es el tipo de arena.
- Las medidas de los potenciales de corrosión y las gravimetrías efectuadas no se ven afectadas por el tipo de arena, en cada serie de vigas.
- Las Ecuaciones 8.9 y 8.10 empleadas para el cálculo del ancho de fisuras, resultan sencillas y sensibles a los cambios del tipo de agregado fino, la relación  $a/c$ , y al modo de ingreso (o incorporación) y concentración de los cloruros. Dichas ecuaciones, para un grupo de materiales, permiten predecir la relación entre el avance de la corrosión a través del ancho de fisuras, en base al diámetro y al espesor de recubrimiento. En el caso que se utilizó humos de sílice, el ancho de fisura que en las otras series se encontró relacionado con la relación  $a/c$ , se vio alterada, al cambiar la microestructura del hormigón.
- La Ecuación 8.10, al considerar el ancho de recubrimiento “agrupa” alineadamente a los resultados en los casos en que se incorporó iones cloruro durante el amasado, en valores superiores al umbral de corrosión (0,4 % en peso del cemento), independientemente de la relación  $a/c$ . Para el caso del ingreso de cloruros del exterior, la relación  $a/c$  y el tipo de arena, establecen un comportamiento diferencial entre las vigas de hormigón armado que fueron ensayadas con la misma metodología. Por todo esto, es difícil extrapolar a estructuras reales los resultados aquí obtenidos y los publicados en la bibliografía sobre el tema, para esto es imprescindible identificar la forma de ingreso de los cloruros.
- El análisis de la ecuación propuesta (Ecuación 8.15) para calcular las áreas de fisuras, en función de la relación  $P_x(C/\phi)$ , lleva a conclusiones similares a los obtenidos al aplicar la Ecuación 8.10.

**“Caracterización de la Durabilidad de Hormigones con Arenas de Trituración”**



## **Capítulo 9**

### **CONCLUSIONES Y FUTURAS LINEAS DE TRABAJO**

## Capítulo 9

### CONCLUSIONES Y FUTURAS LINEAS DE TRABAJO

El objetivo general del desarrollo de esta tesis procuró avanzar en el conocimiento científico del efecto de la forma y textura superficial del agregado fino sobre las principales características del hormigón en estado fresco y endurecido, y en su comportamiento durable, especialmente en la corrosión del acero de refuerzo. El tema de corrosión fue analizado sobre experiencias realizadas en vigas elaboradas con hormigones de tres niveles resistentes diferentes ( $34 \pm 1,7$ ,  $36 \pm 4,5$  y  $61 \pm 3,3$  MPa). Como objetivo específico, cuantificar las modificaciones que introduce el empleo de las arenas trituradas en las características del hormigón en estado fresco y endurecido, para evaluar el empleo de arenas provenientes de la trituración de rocas como agregado fino en hormigones de cemento portland, más allá de los límites que establece la normativa argentina (Reglamento CIRSOC 201-05).

Los principales logros obtenidos en los estudios e investigaciones desarrolladas pueden indicarse sintéticamente, y son:

- La obtención de un significativo conocimiento científico sobre diferentes propiedades del hormigón realizado con arena triturada, como único agregado fino, en un amplio rango de resistencias, aporte que se destaca frente al estado del conocimiento disponible al comienzo del programa experimental de la tesis, especialmente sobre su incidencia en el proceso de corrosión de las armaduras de refuerzo.
- La comprobación de que las principales teorías desarrolladas para predecir la resistencia de hormigones convencionales elaborados con arenas naturales sigue teniendo validez en los hormigones con arenas trituradas, como único agregado fino.
- Surge claramente que los límites del contenido de polvo impuesto en la normativa deben tener en cuenta el tipo mineralógico de arena, la exposición y el nivel resistente de la estructura. En el estado fresco se observan efectos beneficiosos para los hormigones con arenas trituradas en cuanto al control de la exudación y al efecto filler que mejora la calidad de estos hormigones, respecto a los elaborados con arenas lavadas.
- Los puntos anteriores llevan al replanteo de los cuestionamientos sobre el uso arenas trituradas, más allá de un 30 % del agregado fino, especialmente, cuando se cuenta con un sistema de control de calidad para la producción y la ejecución de estructuras de hormigón armado.
- La comprobación de que resistencia a compresión de los hormigones elaborados con arena trituradas es superior a los que contienen arenas naturales, en cambio el comportamiento del módulo de elasticidad resulta ser menor.
- La contracción en morteros con arena triturada es igual a la de los morteros con arena natural cuando poseen iguales contenidos de pasta, en cambio resulta mayor cuando se incrementa el volumen de pasta para obtener una determinada fluidez, confirmando que la contracción depende fundamentalmente del contenido de pasta.



- La comprobación que la succión capilar y la porosidad de los hormigones con arenas trituradas es menor que los que contienen arena natural, en el caso de mantener el contenido de pasta de cemento constante, por lo cual, puede plantearse que tendrán un mejor comportamiento frente a determinados procesos de durabilidad.
- El fenómeno de carbonatación y el proceso de corrosión de las armaduras se encuentran afectadas por las características físicas del agregado fino, ya que se modifica la tortuosidad de la interfaz “*pasta-agregado fino*”, afectando al movimiento de los fluidos y también, de los productos de corrosión.

Para los materiales y metodologías empleados en esta tesis, se pueden efectuar las siguientes conclusiones finales sobre la caracterización mecánica y, especialmente durable, de los hormigones elaborados con arenas trituradas. Para alcanzar una adecuada exposición de los resultados obtenidos, las conclusiones se presentan en cuatro grupos temáticos:

### **9.1.- Influencia de la Forma y Textura Superficial del Agregado Fino en el Hormigón Fresco**

La forma y textura superficial del agregado fino tiene una importante incidencia sobre el estado fresco de morteros y hormigones, debido al incremento de la fricción interna de la mezcla, a medida que las partículas se alejan de la forma redondeada y de la textura lisa. Esta fricción se debe, especialmente, al incremento de los puntos de contacto entre partículas, que induce al empleo de un mayor consumo de pasta de cemento y/o de agua de mezclado con el fin de separar las mismas y, rellenar el contenido de vacíos adicional entre partículas, originado por los cambios de forma y textura. El análisis de diversas comparaciones experimentales entre hormigones convencionales, con agregados de diferentes formas y texturas superficiales, determinó las siguientes conclusiones:

- Hormigones realizados con arenas trituradas granítica y dolomítica, con partículas de forma angular y textura superficial cristalina, en el caso de la granítica, y elongada y rugosa para la dolomítica, muestran que el consumo de agua en el hormigón para ambas arenas es similar, y se diferencia notablemente de los hormigones fabricados con arenas naturales. En términos generales, cuando no se emplean aditivos químicos, se desprende que es necesario incrementar entre 25 y 45 kg/m<sup>3</sup> de agua de mezclado en los hormigones con arenas trituradas, de acuerdo con la finura y el porcentaje de polvo de las mismas, respecto a los hormigones que contienen arenas naturales. Esto se puede traducir en un incremento en el contenido de poros, entre 2,5 y 4,5 % del volumen de hormigón endurecido. En el estado endurecido, los efectos desfavorables de este incremento en la porosidad del hormigón puede compensarse total o parcialmente, por los cambios en la interfaz “*pasta-agregado fino*” y el efecto filler del polvo de roca, que pueden mejorar la resistencia del hormigón. Otra alternativa para mantener la consistencia constante, por la incidencia de las características físicas desfavorables de las arenas trituradas, resulta en el incremento del volumen de pasta de cemento en el orden del 28 %, respecto a los hormigones elaborados con arena natural.
- Las experiencias realizadas con hormigones conteniendo arena triturada muestran que existe una interrelación entre las principales variables que controlan el estado fresco, relaciones *a/c* y *agregado/cemento*, y el contenido de agua, de manera similar a lo que ocurre en los hormigones convencionales con arenas naturales.
- La forma y textura superficial de las partículas y, el contenido de polvo de las arenas trituradas, inciden fuertemente en el estado fresco. En todos los casos no siempre estas variables tienen igual

peso relativo. Respecto al fenómeno de exudación, se obtuvo un comportamiento más favorable en los hormigones elaborados con arenas trituradas, a pesar del mayor contenido de agua empleado, debido a que la arena triturada posee una rugosidad mayor que incrementa su superficie específica, y un contenido de polvo del orden del 10 % que aporta al incremento de la superficie específica, que favorecen la retención del agua, respecto a las mezclas realizadas con arena granítica triturada lavada.

## 9.2.- Alternativas Tecnológicas para Mejorar el Comportamiento en el Estado Fresco

- Una de las alternativas para mejorar el comportamiento en estado fresco del hormigón elaborado con arenas trituradas es utilizar una mezcla de arenas, empleando una arena natural de bajo módulo de finura y de menor costo. Se determinó que a partir del 30 % de reemplazo, un mayor contenido de arena natural fina no produce un cambio proporcional en la consistencia de las mezclas. Los beneficios obtenidos por el reemplazo de arena de trituración por natural se deben a la reducción del contenido de agua ante un mayor factor de empaque y a la presencia de partículas redondeadas, y resulta más importante para los hormigones de mayor contenido de cemento. Las mezclas con un 30 % resultan tener el mejor rendimiento, siendo un 14 % mayor que el de las mezclas con arena triturada como único agregado fino.
- El efecto de los aditivos plastificantes sobre la consistencia del hormigón tiene una ventaja significativa respecto al del aditivo incorporador de aire, dado que el porcentaje de aire incorporado es menor. Aunque, la mezcla de arenas natural y triturada indicada en el punto anterior, presenta un comportamiento similar al efecto del aditivo plastificante. Por último, los aditivos superfluidificantes han mostrado una mayor ventaja comparativa en el mejoramiento de la consistencia de las mezclas. Finalmente, con el modelo de Wallevik se pueden justificar los comportamientos observados en estas experiencias, cuando se emplean diferentes tipos de aditivos con distintos resultados sobre el estado fresco (Wallevik, 1990).
- Los resultados de los ensayos de exudación, en hormigones con el 100 % de agregado fino triturado, muestran que para contenidos crecientes de polvo de roca, hasta un 20 %, se mejora la retención de agua, y el tiempo de exudación disminuye al lograrse cada vez más rápido el equilibrio entre las fuerzas de atracción y repulsión de las partículas sólidas y del agua. En mezclas con contenidos de polvo menor o igual al 5 % la exudación resultó canalizada, a pesar que el contenido de material pulverulento (partículas menores de 300  $\mu\text{m}$ ) supera los mínimos recomendados por el Reglamento CIRSOC 201-05. Además, la presencia del polvo reduce la capacidad y la velocidad de exudación, en el orden del 70 y 90 %, respectivamente.
- Los estudios realizados llevan al replanteo de los contenidos máximos establecidos en nuestra normativa, siendo más conveniente establecer los límites variables, en función del tipo de arena, de la plasticidad del material fino, la importancia estructural de la obra, el medio de exposición, de un modo similar al establecido por las normas española y chilena. Los controles sobre la calidad y cantidad del polvo de roca deberían ser implementados en obra de manera rutinaria a fin de evitar la inclusión de materiales arcillosos. La posibilidad de elevar el porcentaje permitido de polvo de roca, reduce el material que debe ser desechado o llevado a una deposición final. También hay que tener en cuenta que el polvo de roca tiene un costo propio dado que es un subproducto de la trituración de rocas destinadas a los agregados grueso (costos de los barrenos, explosivos, trituración, y clasificación); además, el lavado de la arena triturada implica un importante consumo de agua y el costo del proceso de lavado, que disminuyen la competitividad de la arena triturada.

### 9.3.- Comportamiento del Agregado Fino Triturado en el Hormigón Endurecido

La forma y textura superficial del agregado fino tiene una importante incidencia sobre el estado endurecido de morteros y hormigones, en lo relativo a la resistencia, durabilidad y estabilidad volumétrica, requisitos esenciales para los hormigones convencionales. Como resultado de los estudios y experiencias realizados con arenas trituradas de diferentes orígenes mineralógicos, se plantean las siguientes conclusiones:

- Los estudios realizados muestran que las teorías de Abrams, Feret, Bolomey y Murdock y los criterios del American Concrete Institute y la British Standard sobre el comportamiento resistente del hormigón son aplicables, también, a los hormigones elaborados con arenas trituradas como único agregado fino.
- Los estudios sobre hormigones convencionales ( $f'_c < 40$  MPa) indican que diferentes arenas trituradas con similares granulometrías y contenidos de polvo, en el caso que el contenido de pasta se mantenga constante, presentan un nivel resistente similar y a su vez, superior al de hormigones con arena natural de similar módulo de finura. Este comportamiento se puede atribuir al mejoramiento físico-mecánico de la interfaz “*pasta-agregado fino*”, y al efecto del polvo sobre la microestructura de la pasta. El incremento de resistencia de los hormigones realizados con arena triturada alcanzó hasta un 20 %, cuando el contenido de pasta se mantuvo constante, y en el caso de emplear contenidos mayores de pasta, hasta un 24 %.
- En el rango de resistencias a compresión de 40-60 MPa, los valores correspondientes al hormigón con arena triturada han sido mayor, en un 9-14 %, respecto al hormigón elaborado con arena natural.
- Las experiencias realizadas muestran que las propiedades mecánicas del hormigón pueden verse parcialmente afectadas, en forma relativamente desfavorable por las propiedades físicas y mineralógicas del agregado fino, solamente cuando la resistencia supera los 60 MPa. En ese nivel de resistencia, la transferencia de cargas entre la pasta y el agregado fino influyen sobre el comportamiento monolítico del hormigón. Es decir, que la influencia del agregado fino sobre la resistencia a compresión del hormigón no es significativa a edades tempranas, cuando el porcentaje de partículas redondeadas se incrementa y el volumen de pasta se mantiene constante. Sin embargo, a la edad de 5 años la resistencia del hormigón resulta mayor, en el orden del 15 %, cuando el contenido de arena natural se incrementa por encima del 50 %. La relación *gel/espacio* es indicativa del progreso de la densificación estructural interna del hormigón, debida al proceso de hidratación, y justifica las diferencias en el desarrollo de resistencia a edades avanzadas. De este modo, las diferencias en el comportamiento mecánico del hormigón con diferentes contenidos de arenas trituradas se debe atribuir a las características mecánicas y mineralógicas de la misma.
- Hormigones de alta resistencia con contenido de cemento de  $485 \text{ kg/m}^3$  han alcanzado una resistencia a compresión similar a la de la mezcla con  $530 \text{ kg/m}^3$  (con arena lavada), debido a la mejor hidratación causada por la presencia de polvo de roca y a que parte del cemento no alcanza a hidratarse totalmente por la baja relación *a/c* utilizada, a pesar de una reducción del contenido de cemento de  $45 \text{ kg/m}^3$ .
- En otras experiencias con *HAP*, conteniendo humos de sílice, en la mezcla con arena natural se observó un valor de resistencia más bajo, ~ 91 %, respecto al valor medio de los hormigones elaborados con un 100 % de arenas trituradas, 63 MPa. Como conclusión general de varias experiencias realizadas en el campo de los *HAP*, con arenas trituradas se pueden obtener hormigones de altas resistencias (~ 60 MPa) y bajos valores de succión capilar (~  $1,3 \text{ g/m}^2 \cdot \text{s}^{0,50}$ ), que pueden ser competitivos con los hormigones elaborados con arenas naturales.

- Se confirma que la relación entre las resistencias del hormigón y del mortero se incrementa con la edad, y el módulo de elasticidad estático al 40 % de la carga de rotura, tiene un comportamiento similar al observado en la resistencia, cuando el contenido de arena natural es mayor del 75 %.
- El tamaño de las partículas de arena, para una misma mineralogía, influye en las propiedades mecánicas de los morteros y hormigones, con valores mayores en el caso de la arena de menor finura. Los ensayos de absorción en morteros muestran que la finura de la arena y la relación “*agregado/cemento*” influyen en el tamaño y distribución de interfaces “*pasta-agregado fino*”, y además, en el tamaño e interconexión de poros capilares, ya que el volumen de agua de mezclado para todos los casos es el mismo.
- Los hormigones con arena trituradas presentan un módulo de elasticidad, cuando se mantiene el contenido de pasta constante es menor (10-14 %), respecto a los hormigones con arena natural. Si el volumen de pasta del hormigón elaborado con arena triturada se incrementa, para lograr una consistencia similar a los hormigones con arena natural, esa diferencia puede llegar al 38 %. Este tema resulta de suma importancia para las estructuras donde las deformaciones son un factor relevante o en el caso de hormigones pretensados.
- Los estudios sobre la influencia del polvo de roca sobre el hormigón endurecido, muestran que contenidos de materiales menores a 75  $\mu\text{m}$  (no plásticos) en la arena de hasta un 20 %, producen un considerable incremento del grado de hidratación en las primeras edades debido al efecto filler, en tanto que a edades más avanzadas, su influencia disminuye. Los incrementos registrados fueron del 10 y 38 %, a los 7 días, para contenidos de polvo de 5 y 20 %, respectivamente. El comportamiento de los hormigones estudiados, tanto en estado fresco como en estado endurecido, demuestra la posibilidad de usar arenas graníticas sin lavar.
- Los morteros elaborados con arenas trituradas, manteniendo el volumen de pasta constante e independientemente del origen mineralógico (calcítico, cuarcítico, dolomítico y granítico), presentan una contracción por secado mayor, del orden de 30 %, que los morteros de igual consistencia elaborados con una arena natural de similar módulo de finura. En cambio, cuando los morteros se elaboran con igual contenido de pasta, la contracción por secado resulta similar. El coeficiente “*n*” de la relación  $\varepsilon_m/\varepsilon_p = (1-A)^n$  es similar para las arenas trituradas, cuarcíticas, dolomitas y graníticas y se diferencia para los morteros con arena natural, en la cual el coeficiente es algo mayor (11 %).
- La durabilidad de los hormigones con 100 % de agregado fino triturado, en aquellos procesos de degradación donde predomina el fenómeno de succión capilar, no se ve afectada respecto a la de los hormigones con arenas naturales, siempre que se controle el contenido y la calidad de la pasta de cemento.
- La velocidad de succión capilar se encuentra afectada cuando varía la granulometría de la arena; y también cuando se modifica la forma y textura de las partículas, debido al cambio de la estructura porosa del hormigón, ante la variación de la tortuosidad de las interfaces. Para hormigones con relación  $a/c = 0,45$ , los incrementos de la velocidad en el primer caso son de hasta un 62 %, y en el segundo caso, hasta un 28 %. En cambio, la capacidad de succión capilar promedio de las arenas trituradas es igual al correspondiente valor del hormigón, con arena natural de similar módulo de finura, y cuando se lo compara con el de la arena de menor módulo de finura, la capacidad se incrementa en un 13 %. Además, la duración del curado, al igual que en hormigones con arenas naturales, afecta a todos los mecanismos de transporte.

- Los valores de la absorción capilar y porosidad no resultan afectados en hormigones de igual contenido de pasta, cuando se cambia la arena natural, por arenas trituradas de similar finura.

#### **9.4.- Efecto del Tipo de Agregado Fino Triturado sobre la Carbonatación del Hormigón y la Corrosión de las Armaduras de Refuerzo**

Las experiencias y estudios realizados en vigas con hormigones elaborados con diferentes tipos de agregados finos (naturales y triturados), con relaciones  $a/c$  entre 0,40 y 0,50 y utilizando ensayos acelerados de corrosión, donde se mantuvo constante el volumen de pasta en cada serie, permiten llegar a las siguientes consideraciones parciales:

- De acuerdo con la clasificación indicada en el Manual DURAR, en base al coeficiente de carbonatación, los hormigones con relación  $a/c = 0,45$ , se encuentran en la categoría de hormigones de alta calidad, en cambio, los restantes, con relación  $a/c = 0,50$ , su calidad es regular. Para ambas series, los resultados obtenidos no muestran una significativa diferencia entre los hormigones fabricados con diferentes arenas trituradas, respecto a los elaborados con arenas naturales. Este comportamiento puede asociarse a que la tortuosidad de las interfases, a nivel agregado fino, no interfieren en la difusión del  $CO_2$ , ya que el volumen de pasta de cemento fue constante. En cambio, en promedio, el incremento del coeficiente de carbonatación, al variar la relación  $a/c$  de 0,45 a 0,50 y el tipo de curado, fue de un 108 %.
- Aplicando el modelo de carbonatación establecido en el Anejo 9 de la Instrucción Española EHE-2008, dio como resultado valores de la vida útil relativamente elevados, concluyéndose que este modelo sobreestima los tiempos inferidos para la vida útil, en particular, los que corresponden con la despasivación de las armaduras. Se debe tener en cuenta que los modelos de vida útil están sujetos a cambios y ajustes permanentes, que permiten retroalimentar el diseño y el desempeño de las estructuras de hormigón armado.
- Las experiencias realizadas, muestran en las tres series de vigas que el tipo de arena, tanto su mineralogía como sus características físicas, influyen en el proceso de fisuración. El tiempo de aparición de la primera fisura, los anchos, los largos y las áreas finales de las fisuras se ven afectados sensiblemente por el tipo de arena empleado.
- En la corrosión de las vigas de hormigón armado, el tiempo de aparición de la primera fisura, el área de fisuras y el ancho de fisuras máximo final están relacionados con la resistencia a compresión del hormigón, y a su vez, ésta con el tipo de arena. Además, el porcentaje de vacíos de la arena influye, también en el proceso de fisuración.
- Existe una relación directa entre la succión capilar y el tiempo de aparición de la primera fisura y del área final de fisuras. A medida que se incrementa el valor de la succión capilar, existe una mayor movilidad de los productos de corrosión, de modo que se originan menores presiones internas en el hormigón que rodea a las barras, y en consecuencia, un retraso en la aparición de la primera fisura y un menor grado de deterioro (menor área de fisuras). Esta relación está estrechamente ligada al tipo de agregado fino y, específicamente, a la forma y textura que determinan la tortuosidad de las interfaces “*pasta-agregado fino*”, que resultan las vías de ingreso de las sustancias agresivas, cuando la única variable de los hormigones es el tipo de arena.
- El esquema de fisuración, las medidas de los potenciales de corrosión y las gravimetrías efectuadas no se ven afectados por el tipo de arena, en cada serie de vigas.

- La aparición de la primera fisura está directamente relacionada con la profundidad media de penetración de la corrosión ( $P_x$ ), y esta relación es diferente para los valores correspondientes a los hormigones que contienen humo de sílice de aquellos que no los contienen. Los hormigones con humos de sílice, para un determinado valor de  $P_x$ , presentan un menor tiempo de aparición de la primera fisura.
- Las ecuaciones:  $w = k_1 (P_x/R_o) + b$ , y  $w = k_2 P_x / (C/\phi) + b$ , empleadas para el cálculo del ancho de fisuras, resultan sencillas y sensibles a los cambios del tipo de agregado fino, la relación  $a/c$  y al modo de ingreso (o incorporación) y concentración de los cloruros. Dichas ecuaciones, para un grupo de materiales, permiten predecir la relación entre el avance de la corrosión a través del ancho de fisuras, en base al diámetro de las barras y al espesor de recubrimiento. En el caso que se utilizó humos de sílice en los hormigones, el ancho de fisura, que en las otras series se encontró relacionado con la relación  $a/c$ , se vio alterada, al cambiar la microestructura del hormigón.
- La ecuación  $w = k_2 P_x / (C/\phi) + b$ , al considerar el espesor de recubrimiento “agrupa” alineadamente a los resultados en los casos en que se incorporaron los iones cloruro durante el amasado, en valores superiores al umbral de corrosión (0,40 % en peso del cemento), independientemente de la relación  $a/c$ . Para el caso del ingreso de cloruros desde el exterior, como en las experiencias de la presente tesis, la relación  $a/c$  y el tipo de arena, establecen un comportamiento diferencial entre las vigas de hormigón armado, que fueron ensayadas con la misma metodología. Por todo esto, resulta difícil extrapolar a estructuras reales los resultados aquí obtenidos y los publicados en la bibliografía sobre el tema, para esto es imprescindible identificar la forma de ingreso de los cloruros.
- El análisis de la ecuación propuesta ( $AF = k_a P_x / (C/\phi) + b_a$ ) para calcular las áreas de fisuras en función de la relación  $P_x(C/\phi)$ , lleva a conclusiones similares a las obtenidas al aplicar la ecuación  $w = k_2 P_x / (C/\phi) + b$ .

### Consideraciones Finales

Teniendo como base los resultados de las experiencias realizadas en la presente tesis puede plantearse, como Conclusión Final que el uso de las arenas trituradas en hormigones de cemento portland es factible técnicamente, siempre que se controle el contenido de pasta. La decisión del uso de las arenas trituradas en forma total o con porcentajes elevados, mayores al 30% debe estar precedida por estudios sobre el comportamiento en estado fresco y endurecido del hormigón. Los controles sobre la calidad del agregado, en particular el contenido de polvo, y en la elaboración, colocación, compactación y curado del hormigón deben ser los que habitualmente se especifican según el tipo de obra a ejecutar.

El agotamiento de yacimientos de arenas naturales aptas en las proximidades de los centros de consumo y las limitaciones de orden ambiental sobre el uso de los recursos naturales conlleva a la necesidad de reciclar hormigones de estructuras que han agotado su vida en servicio, por lo cual será necesario utilizar no sólo el agregado grueso obtenido en estos procesos, sino el agregado fino con forma y textura superficial desfavorables.

Debe plantearse que las arenas de trituración, en la mayoría de los casos subproducto de la trituración de rocas para la obtención de agregados gruesos, tendrían que ser depositadas para minimizar el impacto negativo de las mismas; sin embargo, la solución más amigable, ambientalmente hablando, y también, desde el punto de vista económico, es su utilización en la elaboración de hormigones de cemento portland. Los hormigones que pueden elaborarse con estas arenas, de acuerdo a los resultados

presentados en la Tesis, tienen características resistentes-durables adecuadas para la mayoría de las tipologías estructurales y los ambientes de exposición de las obras que se construyen en Argentina.

### **9.5.- Perspectivas Futuras**

La influencia de la forma y textura superficial del agregado fino sobre las propiedades del hormigón, en estado fresco y endurecido (propiedades mecánicas y corrosión de las armaduras), no ha sido tratada ampliamente en la bibliografía. Los resultados obtenidos en esta tesis muestran que las características morfológicas de los granos de arena inciden, significativamente en las principales propiedades que se deben tener en cuenta y/o que gobiernan la dosificación de las mezclas, el estado fresco (colocación, compactación y terminación), y las propiedades mecánicas y de durabilidad del hormigón.

Por otra parte, la problemática estudiada está asociada fundamentalmente al uso de los hormigones elaborados con arenas trituradas, que si bien el mismo está restringido reglamentariamente, este tipo de arena puede ser incluida en hormigones con comportamientos satisfactorios. El control del volumen de pasta, la modificación de la interfaz “*pasta-agregado fino*”, la resistencia de los granos y el efecto filler del polvo de rocas que contienen las arenas trituradas, son las principales variables que influyen en el comportamiento del hormigón con este tipo de arenas. Cuando estas variables se tienen en cuenta en el diseño de las mezclas, la resistencia mecánica y la contracción por secado pueden ser mayores respecto a las correspondientes a los hormigones con arenas naturales y, en cambio, el módulo de elasticidad y la succión capilar pueden ser igual o menores.

Finalmente, a partir de los resultados obtenidos en el programa de investigación correspondiente a esta tesis surgen posibles temas a desarrollar:

- Como la problemática de la forma y la textura de las partículas de agregados triturados estudiada en esta tesis es la misma que atañe a los agregados reciclados, una línea de trabajo sobre agregados finos reciclados puede ser una continuación. De este modo se obtendrán conocimientos más amplios y/o globales sobre la influencia de las características físicas de las partículas del agregado fino en las propiedades mecánicas y durables del hormigón de cemento portland.
- Avanzar sobre el conocimiento y/o evaluación del comportamiento de estructuras de hormigón con arenas trituradas como único agregado fino. Dicho trabajo debería basarse en los lineamientos de la Norma IRAM 1874/04, y complementariamente, ampliar los estudios de durabilidad realizados a la corrosión del acero embebido en hormigones realizados con arena triturada. De este modo se podrá cuantificar el impacto sobre los procesos de corrosión, ante los cambios físicos de las partículas del agregado fino, y aportar a los modelos de diseño por durabilidad.
- Continuar los estudios sobre la corrosión de las barras de aceros embebidos en el hormigón, tendiendo a identificar los diferentes productos de corrosión que se forman, variando la relación  $a/c$ , que modifica la difusión del oxígeno hacia la zona de las barras. Para después, aplicar estos resultados a modelos que tengan en cuenta la presión que ejercen los diferentes compuestos provenientes de la corrosión, para poder predecir el ancho de fisuras. Además, diseñar experimentos para obtener parámetros con el objetivo de ajustar los modelos más conocidos o utilizados, en ese momento, de diseño por durabilidad, para tener en cuenta el uso de arenas trituradas en dichos modelos.

**“Caracterización de la Durabilidad de Hormigones con Arenas de Trituración”**



**REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS**



## REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

### 10.1.- Artículos y Libros

#### A

Abrams, D.A., “*Design of Concrete Mixtures*”, Lewis Institute, Structural Materials Research Laboratory, Bulletin N° 1, PCA LS001, Chicago, [http://www.portcement.org/pdf\\_files/LS001.pdf](http://www.portcement.org/pdf_files/LS001.pdf), 20 pág, 1918.

ACI Committee 116, “*Cement and Concrete Terminology*”, ACI Manual of Concrete Practice, Part 2, Farmington Hill, USA, 1998.

ACI Committee 201, “*Guide to Durable Concrete*”, ACI Manual of Concrete Practice, Part 1, Farmington Hill, USA, 1998.

ACI Committee 207 (207.5R-89), “*Roller Compacted Mass Concrete*”, ACI Manual of Concrete Practice, Part 1, Farmington Hill, USA, 1998.

ACI Committee 211, “*Recommended Practice for Selecting Proportions for Normal Weight Concrete*”, ACI Manual of Concrete Practice, Part 1, Farmington Hill, USA, 1998.

ACI Committee 211 (211.3), “*Standard Practice for Selecting Proportions for No-Slump Concrete*”, ACI Manual of Concrete Practice, Part 1, Farmington Hill, USA, 1998.

ACI Committee 221, “*Guide for Use of Normal Weight and Heavyweight Aggregates in Concrete*”, ACI Manual of Concrete Practice, Part 1, Farmington Hill, USA, 1998.

ACI Committee 222, “*Corrosion of Metals in Concrete Against Corrosion*”, ACI Manual of Concrete Practice, Part 1, Farmington Hill, USA, 1998.

ACI Committee 224 “*Control of Cracking in Concrete Structures*”, ACI Manual of Concrete Practice, Farmington Hill, USA, 2002.

ACI Committee 318, “*Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary*”, ACI Manual of Concrete Practice, Farmington Hill, USA, (2002).

ACI Committee 325, “*State-of-the-Art Report on Roller-Compacted Concrete Pavements*”, ACI Manual of Concrete Practice, Part 1, Farmington Hill, USA, 1998.

ACI Committee 363, “*State-of-the-Art Report on High-Strength Concrete*”, ACI Manual of Concrete Practice, Part 1, Farmington Hill, USA, 1998.

ACI Committee 555, “*Removal and Reuse of Hardened Concrete*”, American Concrete Institute, Farmington Hill, USA, 2001.

ACI Committee 621, "*Selection and Use of Aggregates for Concrete*", American Concrete Institute, Farmington Hill, USA, 1961.

Acri, A.; Hernández, C.; Mansilla, G. y Zitzer, L., "*Evaluación de Hormigones con Agregados Reciclados Provenientes de Mezclas con Distintos Niveles de Resistencia*", Proc. 19ª Reunión Técnica y V Congreso Internacional de la AATH, pp. 63-70, 2010.

Agnusdei, J.O., "*Aplicaciones de los Asfaltos Modificados con Polímeros*", Jornada sobre Nuevos Materiales y Mezclas Asfálticas para Pavimentos, LEMIT, La Plata, 8 de agosto de 2006.

Ahmed, A.E. & El-Kour, A.A., "*Properties of Concrete Incorporating Natural and Crushed Stone Very Fine Sand*", ACI Materials Journal, Vol. 86, N° 4, pp. 417-424, 1989.

Aitcin, P. & Mehta, P., "*Effect of Coarse Aggregate Characteristics on Mechanical Properties of High-Strength Concrete*", ACI Materials Journal, Vol. 87, N° 2, pp. 103-107, 1990.

Alexander, M. & Milne, T., "*Influence of Cement Blend and Aggregate Type on Stress-Strain Behavior and Elastic Modulus of Concrete*", ACI Materials Journal, Vol. 92, N° 3, pp. 227-235, 1995.

Alexander, M.G., "*Aggregates and the Deformation Properties of Concrete*", ACI Materials Journal, Vol. 93, N° 6, pp. 569-577, 1996.

Alexander, M.G., "*Role of Aggregates in Hardened Concrete*", Materials Science of Concrete, Vol. V, Ed. J. Skalny & S. Mindess, Publ. The American Ceramic Society, pp. 119-147, 1998.

Alexander, M.G. & Mindess, S., "*Aggregates in Concrete*", Modern Concrete Technology Series, Ed. Taylor & Francis (London), 435 p., 2005.

Alexeyev, S. & Rosental, N., "*L'examen des Propriétés de Protection du Béton et de la Corrosion de L'acier*", Coloquio Rilem Praga, 1969.

Alhozaimy, A.M., "*Correlation Between Materials Finer than N° 200 Sieve and Sand Equivalent Tests for Natural and Crushed Stone Sands*", Cement, Concrete and Aggregates, Vol. 20, N° 2, pp. 221-226, 1998.

Alonso, C. et al., "*Evaluación Experimental de la Fisuración del Hormigón Producida por la Corrosión de las Armaduras*", Hormigón y Acero, N° 194, pp.29-43, 1994.

Alonso, C.; Andrade, C.; Rodríguez, J.; Casal, J. y García, A.M., "*Relación entre la Corrosión de la Armadura y Fisuración del Recubrimiento*", Proc. III Congreso Iberoamericano de Patología de la Construcción y V Congreso de Control de la Calidad, Trabajo 275-ES, en CD, La Habana, Cuba, 17 al 20 de Octubre de 1995.

Alonso, C.; Andrade, C.; Rodríguez, J. & Diez, J.M., "*Factors Controlling Cracking in Concrete Affected by Reinforcement Corrosion*", Materials and Structures, 31, pp. 435-441, 1998.

Alonso, C.; Andrade, C.; Castellone, M. & Castro, P., "*Chloride Threshold Values to Depassivate Reinforcing Bars Embedded in a Standardized OPC Mortar*", Cement and Concrete Research, 30, pp. 1047-1055, 2000.

Álvarez, J.I., “*Caracterización Físico-Química, Mecánica y de Durabilidad de Morteros de Cal en Monumentos del Románico en Navarra*”, V Jornadas Técnicas de Restauración y Conservación del Patrimonio”, 21 pág., LEMIT, La Plata, 15 de septiembre de 2006.

Andersson, R., “*Swedish Experiences with RCC*”, Concrete International, Vol. 9, Nº 2, pp. 18-24, 1987.

Andreoni, R.; Giovanon, O.; Pagola, M.; Ruiz, M.; Santamaría, E.; Tcharin, W. y Tello, R., “*Análisis de Agregados Pétreos Provenientes de Canteras Comerciales*”, Proc. XIV Congreso Argentino de Vialidad y Tránsito, C5-T 173, 15 pág., Buenos Aires, 26 al 30 de septiembre de 2005.

Andrade, M.C., “*Corrosión y Protección de Armaduras*”, Informes de la Construcción, Vol. 33, Nº 339, pp. 33-41, 1982.

Andrade, M.C., “*Manual de Inspección de Obras Dañadas por Corrosión de Armaduras*”, Ed. Instituto E. Torroja, CSIC, Madrid, 1989.

Andrade, M.C.; Alonso, M.C. & Molina, F.J., “*Cover Cracking as a Function of Bar Corrosion: Part I- Experimental Test*”, Materials and Structures, 26, pp. 453-464, 1993.

Andrade, M.C., “*Vida Útil de Estructuras de Hormigón Armado: Obras Nuevas y Deterioradas*”, Revista Hormigón Nº 26, pp. 7-20, 1994.

Andrade, M.C.; Alonso, M.C., Rodríguez, J. & García, M., “*Cover Cracking and Amount of Rebar Corrosion: Importance of the Current Applied Accelerated Tests*”, in Concrete Repair, Rehabilitation and Protection, R.K. Dhir and M.R. Jones (eds.), E. & FN Spon, London, UK, pp. 263-273, 1996.

Andrade, M.C., “*Reinforcement Corrosion: Research Needs*”, Proc. Concrete Repair, Rehabilitation and Retrofitting II – Alexander et al (Eds.), Taylor & Francis Group, London, ISBN 978-0-415-46850-3, pp.81-88, 2009.

Andrade, C., Muñoz, A. & Torres-Acosta, A., “*Relation Between Crack Width and Corrosion Degree in Corroding Elements Exposed to the Natural Atmosphere*”, Proc. Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures – Assessment, Durability, Monitoring and Retrofitting of Concrete Structures, B.H. Oh, et al (Eds), Korea Concrete Institute, Seoul, ISBN 978-89-5708-181-5, pp. 853-858, 2010.

Andrade, C.; Rebolledo, N.; Castillo, A.; Tavares, F.; Pérez, R. y Baz, M., “*Evaluación de Mezclas de Hormigón para el Nuevo Canal de Panamá mediante la Medida de la Resistividad y de la Resistencia a la Difusión de Cloruros*”, T51-57, XII Congreso Latinoamericano de Patología de la Construcción y XIV Congreso de Control de Calidad en la Construcción CONPAT-Colombia, 2013.

Angelelli, V.; Villa, J. y Suriano, J., “*Recursos Minerales y Rocas de Aplicación de la Provincia de Buenos Aires*”, Anales LEMIT, Vol. 2, 1973.

Armstrong, “*Relación Hall-Petch en Cerámicas*”, Semana de la Ciencia y Tecnología, Sección sobre Materiales, Parque Tecnológico de Zamudio, Vizcaya, España, 21 de noviembre de 2002, [www.tecnun.es/Asignaturas/estcompmec/documentos/matnano.pdf](http://www.tecnun.es/Asignaturas/estcompmec/documentos/matnano.pdf).

Aubert, M.E. y Rodó Serrano, C.A., “*Utilización de HCR en el Bacheo de la Ruta Nacional 205*”, Carreteras, Nº 126, pp. 7-12, 1988.

Aveldaño, R.R., “*Comportamiento Mecánico y Electroquímico de Elementos de Hormigón, Sometidos a Procesos de Corrosión en sus Armaduras*”, Tesis Doctoral, Departamento de Ingeniería, Universidad Nacional del Sur, 301 pág., 2006.

Aveldaño, R.R. & Ortega, N.F., “*Influence of Reinforcement Distribution in the Corrosive Process of Reinforced Concrete Beams*”, Magazine of Concrete Research, Thomas Telford, 61, 3, pp. 213-220, 2009.

Aveldaño, R.R., Ortega, N.F., “*Acción de Cloruros Incorporados Dentro de la Masa del Hormigón Armado o Desde el Exterior*”, Proc. CINPAR 2010, Tópico 1, en CD, Córdoba, Argentina, 2010.

Aveldaño, R.R. & Ortega, N.F., “*Characterization of Concrete Cracking Due to Corrosion of Reinforcement in Different Environments*”, Construction and Building Materials, Elsevier, Vol. 25, pp. 630-637, 2011.

Avner, S.H., “*Introducción a la Metalurgia Física*”, 2da. Edición, Ed. Mc Graw-Hill Book, Co, 1996.

## B

Baalbaki, W.; Benmokrane, B.; Chaallal, O. & Aitcin, P.C., “*Influence of Coarse Aggregate on Elastic Properties of High-Performance Concrete*”, ACI Materials Journal, Vol. 88, Nº 5, pp.499-503, 1991.

Ballim, Y., Alexander, M.G., Beushausen, H.D. & Moyo, P., “*Reflections on Future Needs in Concrete Durability Research and Development*”, Proc. Concrete Repair, Rehabilitation and Retrofitting II – Alexander et al (Eds.), Taylor & Francis Group, London, ISBN 978-0-415-46850-3, pp.73-80, 2009.

Barreiro, G.H. & Chiama, C.A., “*Agregados Pétreos*”, Proc. XIV Congreso Argentino de Vialidad y Tránsito, C5-T190, 43 pág., Buenos Aires, 26 al 30 de septiembre de 2005.

Bascoy, D., “*Tecnología del Hormigón Fresco*”, AATH, Ed. Biblos, ISBN 950-786-009-6, 344 pág., Buenos Aires, Argentina, 1992.

Batic, O. y Milanesi, C., “*Experiencias sobre la Reacción Álcali-Carbonato con Rocas Dolomíticas*”, Revista Hormigón, Nº 19, pp. 15-29, 1991.

Batic, O.; Sota, J. y Falcone, D., “*Agregados de la República Argentina para Construir Estructuras de Hormigón Frente a la RAS*”, Proc. Simposio fib El Hormigón Estructural y el Transcurso del Tiempo, La Plata, Argentina, Vol. 1, pp. 217-224, 2005.

Barbosa, M.R. y Sagües, A., “*Mecanismo Inhibidor del Ión Nitrito sobre la Corrosión del Aceros de Armadura*”, Proc. Simposio fib 2005 “El hormigón estructural y el transcurso del tiempo”, La Plata, Argentina, pp. 83-90, 2005.

Barragán, B.; Zerbino, R.; Gettu, R.; De la Cruz, C. y Bravo, M., “*Propiedades de Durabilidad de Muros Delgados de Hormigón Autocompactante*”, Proc. Simposio fib El Hormigón Estructural y el Transcurso del Tiempo, La Plata, Argentina, Vol. II, pp. 897-904, 2005.

Baylac, M., “*Estudios de Materiales y Hormigones Realizados Previos al Inicio de las Obras Civiles de la Presa Piedra del Águila*”, Coloquio 04 Jornadas Técnicas Informativas sobre Temas Estructurales y Tecnológicos del Aprovechamiento Hidroeléctrico Piedra del Águila AATH-AIE, pp. 61-69, Piedra del Águila, Neuquen, 26 al 29 de abril de 1989.

Bazant, Z.P., “*Physical Model for Corrosion in Concrete Sea Structures-Theory*”, J. Structural Division, ST6, American Society of Civil Engineering, 105, pp. 1137-1153, 1979.

Bazant, Z.P., “*Physical Model for Corrosion in Concrete Sea Structures-Application*”, J. Structural Division, ST6, American Society of Civil Engineering, 105, pp. 1155-1166, 1979.

Beaupré, D. & Mindess, S., “*Rheology of Fresh Concrete: Principles, Measurement and Applications*”, Materials Science of Concrete, Vol. V, pp. 149-190, Ed. Skalny – Mindess, Publ. The American Ceramic Society, 1998.

Bennett, E. & Khilji, Z., “*The effect of Some Properties of the Coarse Aggregate in Hardened Concrete*”, J. Br. Granite Whinstone Fed., Vol. 3, Nº 2, 1963; Vol. 4, Nº 1, 1964.

Bentz, D.P. & Garboczi, E.J., “*Percolation of the Phases in a Three-dimensional Cement Paste Microstructural Model*”, Cement and Concrete Research, Vol. 21, Nº 2, pp. 325-344, 1991.

Bermúdez Odriozola, M.A., “*Corrosión en las Armaduras de Hormigón Armado en Ambiente Marino: Zona de Carrera de Mareas y Zona de Sumergida*”, Tesis Doctoral Universidad Politécnica de Madrid – Escuela Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Madrid, octubre de 2007.

Bertolini, L.; Elsener, B.; Pedferri, P. & Polder, P.; “*Corrosion of Steel in Concrete. Prevention, Diagnosis, Repair*”, VILEY-VCH Verlag GmbH & Co. KGaA, Weinheim, ISBN 3-527-30800-8, 380 p., 2004.

Bertolini, L., Carsana, M. & Redaelli, E., “*Corrosion of Steel in Concrete and its Control by Means of Electrochemical Techniques*”, Proc. CINPAR 2011, Fortaleza, Brasil, 2 al 4 de junio de 2011.

Bezerra Cabral, A.E.; Schalch, V.; Coitinho Dal Molin, D.C. & Duarte Ribeiro, J.L., “*Mechanical Properties Modeling of Recycled Aggregate Concrete*”, Construction and Building Materials 24, pp. 421–430, doi:10.1016/j.conbuildmat.2009.10.011, 2010.

Bloem, D. & Gaynor, R., “*Effects of Aggregates properties on Strength of Concrete*”, ACI Journal Proceedings, Vol. 60, Nº 10, pp. 1429-1456, 1963.

“*Bienal de Ciencia y Tecnología*”, conclusiones del Taller de Infraestructura, Vivienda y Servicios Públicos, organizada por la CIC, La Plata, 8 al 10 de Noviembre de 2005.

Biczók, I., “*Concrete Corrosion and Concrete Protection*”, 3<sup>rd</sup> Edition, Acadèmiai Kiadó, Budapest, 1964.

Bioubakhsh, S., “*The Penetration of Chloride in Concrete Subject to Wetting and Drying: Measurement and Modelling*”, Doctoral thesis, UCL (University College London), 355 p., 2011.

Bogue, R.H., “*The Chemistry of Portland Cement*”, New York, Ed. Reinhold, 1955.

Bonalumi, A.; Sfragulla, J.; Cabrera, J. y Briolini, N., “*Los Áridos de Trituración en Córdoba: Un Panorama Actualizado*”, Proc. 1er. Congreso Argentino sobre Áridos, Mar del Plata, Tomo 1, pp.19-23, 2008.

Bonavetti, V.L., “*Morteros con Reemplazo Parcial de Arena por Polvo de Roca*”, Revista Hormigón, N° 22, pp. 47-54, 1992.

Bonavetti, V.L. & Irassar, E.F., “*The Effect of Stone Dust Content in Sand*”, Cement and Concrete Research, Vol. 24, N° 3, pp. 580-590, 1994.

Bonavetti, V.L.; Lavat, A.; Rahhal, V. y Trezza, M., “*Análisis de la Finura y del Porcentaje de Reemplazo de Caliza en Pastas de Cemento Portland*”, Proc. XII Reunión Técnica AATH, pp. 319-333, 1995.

Bonavetti, V.L., “*Cemento con Filler Calcáreo. Mecanismo de Interacción y su Influencia sobre las Propiedades Resistentes*”, tesis de Maestría, UNCPBA, Argentina, 162 p., 1998.

Bonavetti, V.L., “*Hormigones con Alto Contenido de Adiciones*”, en Hormigones Especiales, Capítulo 4, pp. 97-142, ISBN 987-21660-0-5, Ed. Edgardo F. Irassar, La Plata, Argentina, 2004.

Bonni, P., “*High-Grade Crushed Stone Sands and Cubic Chippings for the Loetschberg Base Tunnel*”, Aufbereitungs-Technik/Mineral Processing, Vol. 41, N° 8, pp. 390-394, 2000.

Bouso, J.L., “*Gasto Mínimo de Agua en el Lavado de Áridos*”, Proc. 1er. Congreso Argentino sobre Áridos, Mar del Plata, Tomo 2, pp. 815-826, 2008.

BRE Centre for Concrete Construction, “*Corrosion of Reinforcement in Concrete: Electrochemical Monitoring*”, Digest 434, London, CRC, 1998.

BRE Centre for Concrete Construction, “*Corrosion of Steel in Concrete*”. Digest 444 (parts 1 to 3), London, CRC, 2000.

Breton, D.; Carles-Gibergues, A.; Ballivy, G. & Grandet, J., “*Contribution to the Formation Mechanism of the Transition Zone Between Rock-Cement Paste*”, Cement and Concrete Research, Vol. 23, pp. 335-346, 1993.

Broomfield, J.P., “*Corrosion of Steel in Concrete. Understanding, Investigation and Repair*”, E& FN SPON, Londres, Inglaterra, 240 p., 1997.

Buchas, J., “*Algunas Consideraciones sobre la Construcción y el Diseño de la Represa de Uruguay con HCR*”, Proc. 9ª Reunión Técnica de la AATH, Buenos Aires, Argentina, Tomo II, pp. 315-335, 1989.

Buck, A., “*Recycled Concrete as a Source of Aggregate*”, ACI Journal, American Concrete Institute, Vol. 74, N° 5, pp. 212-219, 1977.

Buttler, A.M., “*Concreto com Agregados Graúdos Reciclados de Concreto – Influência da idade de Reciclagem nas Propriedades dos Agregados e Concretos Reciclados*”, Tesis de Magíster, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 199 p., 2003.

## C

Cabrera, J.G. & Ghoddoussi, P., “*The Effect of Reinforcement Corrosion on the Strength of the Steel/Concrete Bond*”, International Conference on Bond in Concrete - CEB, Riga, Latvia, pp. 10-24, 1992.

Cabrera, J.G.; *“Deterioration of Concrete Due to Reinforcement Steel Corrosion”*, Cement and Concrete Composite, Vol. 18, pp. 47–59, 1996.

Cabrera, O. e Irassar, E., *“Dosificación de Hormigones con Arena de Trituración”*, Proc. 8ª Reunión Técnica AATH - Tomo I - pp. 253-266, 1987.

Cabrera, O. e Irassar, E., *“Empleo de Arena Triturada en Hormigones Estructurales”*, Proc. XXV Jornadas Sul-americanas de Engenharia Estrutural, Porto Alegre, Brasil, Vol. 4, pp. 73-82, 1991.

Cabrera, O. y Heriz, J., *“Dosificación por Volumen de Hormigones con Agregados de Trituración”*, Proc. 10ª Reunión Técnica de la AATH, Tomo 1, pp. 165-174, 1991-a.

Cabrera, O.A., *“Hormigón Empleado en Pequeñas Obras”*, Revista Hormigón N° 21, pp. 41-49, 1992.

Cabrera, O.A.; Donza, H.A. y Garay, J., *“Ámbito de Aplicación de los Hormigones con Arena Triturada”*, Proc. Congreso Internacional de Ingeniería Estructural y de Tecnología del Hormigón, Tomo 2, pp. 379-392, 1993.

Cabrera, O.A. y Bonavetti, V.L., *“Efecto del Polvo de Piedra en Hormigones Estructurales”*, Proc. XXVI Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural, Montevideo, Uruguay, 4, pp. 221-232, 1993-a.

Cabrera, O.A., Bonavetti, V.L. y Donza, H.A., *“Hormigones de Cemento Portland Elaborados con Subproductos de la Trituración de Rocas”*, Anales de la Asociación Química Argentina, Vol. 83, N° 5, pp. 347-352, 1995.

Cabrera, O.A.; Bonavetti, V.L.; Donza, H.A. e Irassar, E.F., *“Hormigones de Alta Resistencia con Cemento con Filler Calcáreo”*, Proc. 1er. Congreso Internacional de Tecnología del Hormigón, AATH, Buenos Aires, pp. 195-204, 1998.

Cabrera, O.A. y Donza, H.A., *“Estructura y Propiedades de los HAP con Agregados Triturados”*, Proc. 5to. Congreso Brasileño del Cemento, paper 2-21, pp 1–13, (en CD), Sao Paulo, Brasil, 1999.

Cabrera, O.A. y Traversa, L.P., *“Estado Fresco de Morteros y Hormigones con Arenas Trituradas”*, Proc. XXIX Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural, en CD, 2000.

Cabrera, O.A., *“Hormigón Compactado a Rodillo”*, en Hormigones Especiales, Capítulo 7, pp. 215-252, ISBN 987-21660-0-5, Ed. Edgardo F. Irassar, La Plata, Argentina, 2004.

Cabrera, O.A.; Donza, H.A. y Traversa, L.P., *“Influencia de la Forma y Textura Superficial del Agregado Fino sobre la Succión Capilar del Hormigón”*, Proc. 16ª Reunión Técnica AATH, ISBN 987-21660-2-1, pp. 195-203, 2006.

Cabrera, O.A.; Traversa, L.P. y Ortega, N.F., *“Corrosión del Acero en Vigas con Diferentes Tipos de Agregados Finos”*, Proc. VI Congreso Internacional sobre Patología y Recuperación de Estructuras - CINPAR 2010, Córdoba, junio 2010. Tópico 3 - Trabajo N° 103, en CD, 2010.

Cabrera, O.A.; Ortega, N.F., Schierloh, M.I. y Traversa, L.P.; *“Influencia del Curado sobre la Evolución de la Corrosión en Vigas de Hormigón Armado con Diferentes Agregados Finos”*, Revista ALCONPAT, Vol. 2, N° 2, pp. 17-27, Mayo-Agosto 2012.

Cairns, J. & Zhao; "*Structural Behaviour of Concrete Beams with Exposed Reinforcement*", Proceedings Institution of Civil Engineers, Structures & Buildings, Vol. 99, pp. 141-154, 1993.

Cairns, J., "*Consequences of Bond Loss for Behaviour of Reinforced Concrete Beams*", Proceedings 5<sup>th</sup> International Conference on Structural Faults and Repairs. Edimburgh, Vol. 3, pp. 149-154, 1993-a.

Cairns, J.; Du, Y. & Law, D., "*Influence of Corrosion on the Friction Characteristics of the Steel/Concrete Interface*", Construction and Building Materials 21, pp. 190-197, 2007.

Calavera Ruiz, J., "*Patología de Estructuras de Hormigón Armado y Pretensado*", Tomos I y II, Ed. INTEMAC, Madrid, 1996.

Calbo, V.; Leiva, A. y Más, M.A., "*Explotación de Canteras de Áridos de La Rioja*", Proc. 1er. Congreso Argentino sobre Áridos, Mar del Plata, Tomo 1, pp. 25-31, 2008.

Calleja, J., "*Esparcimientos en Torno al Clínter, al Cemento y al Hormigón (parte I)*", Cemento Hormigón, N° 875, pp. 4-13, 2005.

Carvajal, A.M.; Silva, C.; Valiente, J. y Venegas, A., "*Efectos de la Carbonatación Acelerada en Distintos Tipos de Cemento y Hormigones*", Revista de la Construcción, Pontificia Universidad Católica de Chile, Vol. 6, N° 1, pp. 88-97, 2007.

Cascudo, O. y Helene, P., "*Comportamiento Mecánico del Hormigón de Recubrimiento Frente a los Productos de Corrosión del Acero*", Acero y Hormigón, N° 214, pp. 75-83, 1999.

Castaño, J.G. y Arroyave, C., "*Funcionalidad de los Óxidos de Hierro*", Revista Metalurgia, Madrid, 34 (3), pp. 274-280, 1998.

Castro Borges, P.; Torres Acosta, A.A.; Moreno, E.I.; Tronconis, O.; Knudsen, A. y Martínez Madrid, M., "*El Muelle de Progreso a sus 60 años de Vida: un Ejemplo de Estructura Durable*", Colloquia 2002, Nuevos Avances en el Estudio de la Corrosión de la Armadura, Maracaibo, Venezuela, 2002.

CEB, "*Strategies for Testing and Assessment of Concrete Structures. Guidance Report*". Boletín CEB N° 243, Lausanne, Suiza, Ed. CEB, 1998.

Celik, T. & Marar, K., "*Effects of Crushed Stone Dust on Some Properties of Concrete*", Cement and Concrete Research, Vol. 26, N° 7, pp. 1121-1130, 1996.

Cetin, A. & Carrasquillo, R.L., "*High-Performance Concrete: Influence of Coarse Aggregates on Mechanical Properties*", ACI Materials Journal, Vol. 95, N° 3, pp.252-261, 1998.

Checmarew, R.L.; Fernández Noelli, R.A.; Mansilla, G.P. y Vassolo, S.I., "*Un Criterio de Dosificación Racional para HCR*", Proc. 8ª Reunión Técnica AATH, Villa Carlos Paz, Argentina, Vol. II, pp. 431-448, 1987.

Chidiroglou, I.; Goodwin, A.K. & Laycock, E., "*Particle Shape of Crushed Concrete*", Concrete International, Vol. 28, N° 8, pp. 50-55, 2006.

Ciccioli, S.E., Garrido, L.B. y Schalamuk, I.B., "*Caracterización de Material Basáltico de Misiones y su Aplicación en Cerámica*", Proc. en CD, XI Congreso y Exposición Internacional de la Industria Cerámica, del Vidrio, Refractarios y Suministros, ATACER 2013, ISBN: 978-950-658-334-7, pp. 17-23, Olavarría, Argentina, (2013).



Clear, K.C., “*Measuring Rate of Corrosion of Steel in Field Concrete Structures*”, Transportation Research Record N° 1211, Transportation Research Board, pp. 28-37, 1989.

Cobo, A.; Moreno, E & Cánovas, M.F., “*Mechanical Properties Variation of B500SD High Ductility Reinforcement Regarding its Corrosion Degree*”, *Materiales de Construcción*, Vol. 61, 304, 517-532 octubre-diciembre, ISSN: 0465-2746 e ISSN: 1988-3226, doi: 10.3989/mc.2011.61410, 2011.

Colina, J.F., “*Utilización de Agregados más Finos que los Especificados*”, Primera Conferencia del Hormigón, pp. 53-59, Buenos Aires, 1950.

Copeland, L.E. & Kantro, D.L., “*Kinetics of the Hydration of Portland Cement*”, Proc. Symp. Chem. Cement, Washington, Vol.1, pp. 443-453, 1960.

Corrales, I.; Rosell, J.; Sánchez, L.; Vera, J.A. y Vilas, L., “*Estratigrafía*”, Editorial Rueda, Madrid, España, 1977.

Correia Gomes, P.C.; Monteiro Lisboa, E.; Barboza de Lima, F. y da Silva Ramos Barboza, A., “*Obtención de Hormigón Autocompactable Utilizando Residuos de la Industria del Corte de Bloques de Mármol y de Granito*”, Proc. Simposio fib El Hormigón Estructural y el Transcurso del Tiempo, La Plata, Argentina, Vol. II, pp. 913-920, 2005.

Cook, R.A. & Hover, K.C., “*Mercury Porosimetry of Hardened Cement Paste*”, *Cement and Concrete Research*, Vol. 29, N° 6, pp. 933-943, 1999.

Cortezzi, C.; Traversa, L. y Pavlicevic, R., “*Aspectos Geotécnicos de los Principales Agregados para Hormigones Empleados en la República Argentina*”, Proc. 3er. Congreso Nacional de Geología Económica, Tomo III, pp. B 1-31, 1988.

Costa, A. & Appleton, J., “*Case Studies of Concrete Deterioration in a Marine Environment in Portugal*”, *Cement and Concrete Composites*, Vol. 24, pp.169-179, 2002.

Craus, J. & Ishai, I., “*A Method for the Determination of the Surface Area of Fine Aggregate in Bituminous Mixture*”, *Journal of Testing and Evaluation*, JETVA, Vol. 5, N° 4, pp. 284-291, 1977.

Czarnecka, E.T. & Gillott, J.E., “*A Modified Fourier Method of Shape and Surface Texture Analysis of Planar Sections of Particles*”, *Journal of Testing and Evaluation*, Vol. 5, N° 4, pp. 292-298, 1977.

## D

De Larrard, F. & Belloc, A., “*The Influence of Aggregate on the Compressive Strength on Normal and High-Strength Concrete*”, *ACI Materials Journal*, Vol. 94, N° 5, 1997.

Detwiler, R. & Metha, P.K., “*Chemical and Physical Effects of Silica Fume on the Mechanical Behavior of Concrete*”, *ACI Materials Journal*, N° 86, 1989.

Detwiler, R.J.; Bhatt, J.I. & Bhattacharja, S., “*Supplementary Cementing Materials for Use in Blended Cements*”, *Research and Development Bulletin RD112T*, Ed. PCA, Skokie, Illinois, USA, 1996.

Di Maio, A. y Traversa, L.P., *“Difusión de Cloruros en Hormigones Reciclados”*, Ciencia y Tecnología del Hormigón, Ed. Dr. Raúl Zerbino, CIC-LEMIT, N° 9, pp. 11-14, 2002.

Di Maio, A.A. & Traversa, L.P., *“Evaluation of Recycled Concrete by Means of Non Destructive Tests”*, Revista Materiales de Construcción, IETCC, Vol. 53, N° 271-272, Madrid, España, 2003.

Domone, P.L. & Soutsos, M.N., *“An Approach to the Proportioning of High-Strength Concrete Mixes”*, Concrete International, Vol. 16, N° 10, pp. 26-31, 1994.

Domone, P.L.; Xu Yongmo & Banfill, P.F., *“Developments of the Two-Point Workability Test for HPC”*, Magazine of Concrete Research, Vol. 51, N° 3, pp. 171-179, 1999.

Donza, H.A. y Cabrera, O.A., *“Hormigones de Alta Resistencia con Agregados Totales Triturados”*, Proc. XXVII Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural, Tucumán, Argentina, Vol. 5, pp. 125-136, 1995.

Donza, H.A. & Cabrera, O.A., *“The Influence of Kinds of Fine Aggregate on Mechanical Properties of High-Strength Concrete”*, Proc. 4<sup>th</sup> International Symposium of High-Strength/High-Performance Concrete, Paris, Vol. 2, pp. 153-160, 1996.

Donza, H.; Cabrera, O.; Irassar, E. & Rahhal, V., *“High-Strength Concrete with Crushed and Natural Sand”*, Special Publication American Concrete Institute SP 207, pp. 193-203, 2002.

DuraCrete. Probabilistic Performance Based Durability Design of Concrete Structures. *“Modelling of Degradation”*, The European Union – Brite EuRam III, Document BE95-1347/R4-5, 1998.

Dosho, Y.; Kikuchi, M.; Narikawa, M.; Ohshima, A.; Koyama, A. & Miura, T., *“Application of Recycled Concrete for Structural Concrete – Experimental Study on the Quality of Recycled Aggregate Concrete”*, Advances in Concrete Technology, Fourth CANMET/ACI/JCI Conference, ACI SP 179-61A, pp. 1073-1101, 1998.

Dowson, A.J., *“Diseño de Mezclas de Adoquines de Concreto”*, Revista IMCYC, Vol. 20, N° 131, 1982.

Dunstan, M., *“Development of the Roller Concrete Dam for Milton Brook”*, Concrete International, Vol. 5, N° 3, pp.19-31, 1983.

DURAR, *“Manual de Inspección, Evaluación y Diagnóstico de Corrosión en Estructuras de Hormigón Armado”*, Ed. CYTED-Programa Iberoamericano de Ciencia y Tecnología para el Desarrollo, España, 2000.

## E

Edwards, L.N., *“Proportioning the Materials of Mortars and Concrete by Surface Area of Aggregates”*, Proc. ASTM, Vol. 18, part II, 1918.

EHE - *“Instrucciones de Hormigón Estructural”*, Ministerio de Fomento, España, 2008.

Eperjesi, L. et al, *“Caracterización Electroquímica de Diferentes Aceros de Armaduras”*, Proc. 14<sup>a</sup> Reunión Técnica AATH, Tomo II, pp. 141-148, 2001.

Eperjesi, L.; Ferreyra Hirschi, E. & Vicente, A., “*Avances en la Normalización de la Resistencia a la Carbonatación de Estructuras de Hormigón Armado*”, Proc. IV Congreso Internacional y 18ª Reunión Técnica de la AATH, ISBN 978-987-21660-4-5, pp. 299-306, 2010.

Eperjesi, L.; Bressa, S. & Ferreyra Hirschi, E., “*Resistencia del Hormigón Frente al Ingreso de Cloruros. Consideraciones Respecto del Ensayo NT Build 443*”, Proc. V Congreso Internacional y 19ª Reunión Técnica de la AATH, ISBN 978-987-21660-6-9 , pp. 199-206, 2012.

Escario, J.L., “*Utilización de los Áridos en los Aglomerados Asfálticos*”, Los Áridos en la Construcción. Extracción, Preparación y Utilización, Editores Técnicos Asociados, Barcelona, pp. 272-295, 1967.

Erdogan, S.T. et al., “*Tree-Dimensional Shape Analysis of Coarse Aggregates: New Techniques for and Preliminary Results on Several Different Coarse Aggregates and Reference Rocks*”, Cement and Concrete Research, Vol. 36, Nº 10, pp. 1619-1627, 2006.

Esping, O., “*Early Age Properties of Self-compacting Concrete– Effects of Fine Aggregate and Limestone Filler*”, Tesis doctoral, Department of Civil and Environmental Engineering Building Technology, Chalmers University of Technology, Göteborg, Sweden, 2007.

Etxebarria, A.; Ramírez, J.L.; Urreta, J.I. y Gorbeña, J., “*Los Finos del Árido Calizo de Machaqueo en la Fabricación de Hormigones de Altas Prestaciones: Datos para un Tema en Discusión*”, Materiales de Construcción, Vol. 50, Nº 258, pp. 59-65, 2000.

Evans, U. R., “*The Corrosion and Oxidation of Metals: Scientific Principles and Practical Applications*”, Edward Arnold, London, 303 pp., 1960.

## F

Falcone, D. “*Antecedentes y Metodología de Ensayo para Evaluar la Reacción Alkali-Sílice*”, Tesis de Maestría, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional del Centro de la Provincia de Buenos Aires, 2013.

Fang, C.; Lundgren, K.; Plos, M. & Gylltoft, K., “*Bond Behaviour of Corroded Reinforcing Steel Bars in Concrete*”, Cement and Concrete Research, Vol. 36, pp. 1931–1938, 2006.

Fagerlund, G., “*On the Capillarity on Concrete*”, Nordic Concrete Research, Publication Nº 1, 1-20, 1982.

Fava, A.S.C., “*Especificación sobre Agregados en los Pliegos para Obras de Hormigón*”, Publicación del LEMIT, Serie II, Nº 4, 1945.

Fava, A.S.C., “*Resistencia de Rotura a la Compresión en Función de la Relación Agua/Cemento y de la Edad*”, 1ª parte, Publicación del LEMIT, Serie II, Nº 29, 110 pág., Ed. Coni, Buenos Aires, Argentina, 1948.

Fava, A.S.C., “*Los Precursores de los Estudios sobre Tecnología del Hormigón en la Argentina. Síntesis Cronológica*”, Revista Hormigón, Nº 18, pp. 5-12, 1990.

Feliú, S. y Andrade, C., *"Manual de Inspección de Obras Dañadas por Corrosión de Armaduras"*, Madrid, Instituto Torroja, 1988.

Fernández Luco, L., *"La Durabilidad del Hormigón: su Relación con la Estructura de Poros y los Mecanismos de Transporte"*, en Durabilidad del Hormigón Estructural, Capítulo 1, pp. 1-45, Ed. Edgardo F. Irassar, La Plata, Argentina, 2001.

Ferraris, C. & de Larrard, F., *"Modified Slump Test to Measure Rheological Parameters of Fresh Concrete"*, Cement, Concrete and Aggregates, Vol. 20, N° 2, pp. 241-247, 1998.

Ferraris, C.F., *"Measurement of the Rheological Properties of High Performance Concrete: State of the Art Report"*, Journal of Research of the National Institute of Standards and Technology, Vol. 104, N° 5, pp. 461-478, 1999.

Ferraris, C.F. & Martys, N.S., *"Relating Fresh Concrete Viscosity Measurements from Different Rheometers"*, Journal Research of National Institute of Standards and Technology, Vol. 108, pp.229-234, 2003.

Folino, P.C. & Etse, G., *"Introducción al Comportamiento de Falla de Hormigones de Alta Resistencia"*, Mecánica Computacional, Vol. XXIV, pp. 529-540, 2005.

Folino, P.C.; Etse, G. y Will, A., *"Modelación Inelástica de Hormigones de Distintas Resistencias Basada en el Índice de Prestación"*, Mecánica Computacional, Vol. XXV, pp. 1915-1925, 2006.

Folk, R.L., *"Petrolology of Sedimentary Rocks"*, Hemphill Publishing Co, Austin, Texas, USA, 182 p., 1974.

Fonseca Caetano, L., *"Estudo do Compartamento da Aderência em Elementos de Concreto Armado Submetidos à Corrosão e Elevadas Temperaturas"*, Tesis de Maestría, Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil, 178 pág., 2008.

Fookes, P.G. & Revie, W.A., *"Mica in Concrete. A Case History from Eastern Nepal"*, Concrete, Vol. 16, N° 3, pp. 12-16, 1982.

Francesio, C.; Ruiz, M. y Colombo, J., *"Estudio Comparativo sobre Ensayos de Forma para Áridos"*, 1ª Parte: Carreteras, N° 133, pp. 23-31, 1993. - 2ª Parte: Carreteras, N° 134, pp. 47-49, 1993.

Fumoto, T. & Yamada, M., *"Durability of Concrete with Recycled Fine aggregate"*, Proc. 7<sup>th</sup> CANMET/ACI International Conference, Durability of Concrete, Ed. V.M. Malhotra, ACI SP-234, pp. 457-472, 2006.

## G

Gadea, J. y Soriano, J., *"Durabilidad del Hormigón: Reacción Alcalí-Carbonato"*, Proc. Simposio fib El Hormigón Estructural y el Transcurso del Tiempo, La Plata, Argentina, Vol. 1, pp. 115-122, 2005.

Galán García, I., *"Carbonatación del Hormigón: Combinación de CO<sub>2</sub> con las Fases Hidratadas del Cemento y Frente de Cambio de pH"*, Tesis doctoral, Universidad Complutense de Madrid, Facultad de Ciencias Químicas, Madrid, España, 2011.

Gascuñana M.C., *“Trituración y Molienda”*, Los Áridos en la Construcción. Extracción, Preparación y Utilización, Editores Técnicos Asociados, Barcelona, España, pp. 93-120, 1967.

Garboczi, E.J.; Saleh, H.H. & Livingston, R.A., *“Acquiring, Analyzing and Using Complete Three-Dimensional Aggregate Shape Information”*, Proc. Aggregates, Concrete, Bases and Fines, 9<sup>th</sup> Annual Symposium, Austin, Texas, USA, in CD, 13 pp., april 22-25, 2001.

Garboczi, E.J.; Cheok, G.S. & Stone, W.C., *“Using LADAR to Characterize the 3-D Shape of Aggregates: Preliminary Results”*, Cement and Concrete Research, Vol. 36, N° 6, pp.1072-1075, 2006.

Gaynor, R.D. & Meininger, R.C., *“Evaluating Concrete Sands. Five Tests to Estimate Quality”*, Concrete International, Vol. 5, N° 12, pp. 53-60, 1983.

Giaccio, G. & Giovambattista, A., *“Bleeding: Evaluation of its Effects on Concrete Behaviour”*, Matériaux et Constructions, Vol. 19, N° 112, pp. 265-271, 1986.

Giaccio, G.; Giovambattista, A. y Zerbino, R., *“Adherencia en las Interfaces Agregado Matriz”*, Revista Hormigón, N° 18, pp. 19-30, 1990.

Giaccio, G.; Rocco, C. y Zerbino, R., *“Hormigones de Alta Resistencia: Microestructura y Características de la Matriz”*, Revista Hormigón, N° 20, pp. 33-42, 1991.

Giaccio, G.; Rocco, C.; Violini, D.; Zappitelli, J. & Zerbino, R., *“High-Strength Concretes Incorporating Different Coarse Aggregates”*, ACI Materials Journal, Vol. 89, N° 3, pp. 242-246, 1992.

Giaccio, G. y Zerbino, R., *“Empleo de Canto Rodado para la Elaboración de Hormigones de Alta Resistencia”*, Revista Hormigón, N° 23, pp. 23-29, 1993.

Giaccio, G.; Rocco, C. & Zerbino, R., *“The Fracture Energy ( $G_f$ ) of High-Strength Concretes”*, Materials & Structures, Vol. 26, pp. 381-386, 1993-a.

Giaccio, G. y Zerbino, R., *“La Estructura del Hormigón”*, Ciencia y Tecnología del Hormigón. Año 2, N° 3, LEMIT, pp. 5-36, 1994.

Giaccio, G. y Zerbino, R., *“Hormigones de Alta Resistencia Elaborados con Piedra Partida Cuarzítica como Agregado Grueso”*, Revista Hormigón, N° 26, 1994-a.

Giaccio, G. & Zerbino, R., *“Effect of Aggregate Type on the Behavior of HSC”*, Proc. International Congress on High-Performance Concrete, and Performance and Quality of Concrete Structures, Florianópolis, Brasil, pp. 52-60, 1996.

Giaccio, G. y Zerbino, R., *“Hormigones de Alta Performance”*, en Hormigones Especiales, Capítulo 2, pp. 97-142, ISBN 987-21660-0-5, Ed. Edgardo F. Irassar, La Plata, Argentina, 2004.

Giovambattista, A., *“El Proyecto de Salto Grande. Estudios Tecnológicos y Criterios de Diseño de sus Hormigones”*, Proc. 3ª Reunión Técnica AATH, pp. 1-22, 1977.

Giovambattista, A., *“El Diseño por Durabilidad de las Estructuras de Hormigón y los Reglamentos de Seguridad: Soluciones Actuales y en Desarrollo”*, en Durabilidad del Hormigón Estructural, Capítulo 6, pp. 259-306, Ed. Edgardo F. Irassar, La Plata, Argentina, 2001.

Gjørv, O.E., *“Evaluation of Sand for Concrete Aggregate”*, RILEM Colloque International sur les Materiaux Granulaires, Budapest, Hungary, 9-12 octobre 1978, pp. 121-134, 1978.

Gjørv, O.E., *“Durability Design of Concrete Structures in Severe Environments”*, Ed. Taylor & Francis, 220 p., 2009.

Goble, C. & Cohen, M., *“Influence of Aggregate Surface Area on Mechanical Properties of Mortar”*, ACI Materials Journal, Vol. 96, N° 6, 1999.

Goldbeck, A.T., *“Stone Sand”*, Engineering Bulletin N° 10, National Crushed Stone Association, 42 p., 1936.

Goldbeck, A.T., *“Effect of Air Entrainment on Stone Sand Concrete”*, Journal of the American Concrete Institute, Vol. 17, N° 6, pp. 649-654, June 1946.

Goldbeck, A.T., *“Crushed Stone Production”*, Journal of the American Concrete Institute, Vol. 25, N° 9, pp. 761-772, May 1954.

Goldman, A. & Bentur, A., *“Effects of Pozzolanic and Non-Reactive Microfillers on the Transition Zone in High Strength Concretes”*, Interfaces in Cementitious Composites, Proc. of RILEM International Conference, Toulouse, Francia, 21-23 october 1992, pp. 53-61, Ed. E&FN Spon, UK, 1993.

Golterman, P.; Johansen, V. & Palbol, L., *“Packing of Aggregates: An Alternative Toll to Determine the Optimal Aggregates Mix”*, ACI Materials Journal, Vol. 94, N° 5, pp. 435-443, 1997.

Gómez-Soberón, J.M., *“Porosity of Recycled Concrete with Substitution of Recycled Concrete Aggregate. An Experimental Study”*, Cement and Concrete Research, Vol. 32, N° 8, pp. 1301-1311, 2002.

González, M.A.; Cabrera, O.A y Rahhal, V.F., *“Características de las Principales Patologías de las Estructuras de Hormigón Armado de la Costa Atlántica”*, Proc. CONPAT'97, Porto Alegre, Brasil, tomo 5, pp.427-434, 1997.

González, M.A.; Cabrera, O.A. y Rahhal, V.F., *“Comportamiento de Estructuras de Hormigón Armado en la Costa Bonaerense”*, Proc. XVI Jornadas de Ingeniería Estructural (AIE), pp. 1168-1186 (en CD), Buenos Aires, 1998.

Gouda, V.K. & Monfore, G.E., *“A Rapid Method for Studying Corrosion Inhibition of Steel in Concrete”*, Journal PCA, September, N° 3, 24, 1965.

Graeff, A., *“Avaliação Experimental e Modelagem dos Efeitos Estruturais da Propagação da Corrosão em Elementos de Concreto Armado”*, Tesis de Maestría, Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil, 163 pág., 2007.

Gray, J.E., *“The Effect of Shape of a Particle on Properties of Air-Entrained Sand Stone Mortar”*, Crushed Stone Journal, Vol. 36, N° 3, pp. 3-8, 1961.

Gray, J.E. & Bell, J.E., “*Stone Sand*”, Engineering Bulletin N° 13, National Crushed Stone Association, 1964.

Grübl, P. & Rühl, M., “*German Committee for Reinforced Concrete (DafStb) – Code: Concrete with Recycled Aggregates*”. International Symposium “Sustainable Construction: Use of Recycled Concrete Aggregates”. University of Dundee, London, 1998.

Grupo Español del Hormigón. GEHO-CEB, “*Durabilidad de Estructuras de Hormigón. Guía de Diseño CEB*”. Boletín N° 12, Madrid, 1993.

Gutteridge, W. & Dalziel, J., “*Filler Cement. The Effect on the Secondary Component on the Hydration of Portland Cement*” Part 1: *A Fine non-Hydraulic Filler*”, Cement and Concrete Research, Vol. 20, N° 5, pp. 778-782, 1990.

Gutteridge, W. & Dalziel, J., “*Filler Cement. The Effect on the Secondary Component on the Hydration of Portland Cement*” Part 2: *Fine Hydraulic Binders*”, Cement and Concrete Research, Vol. 20, N° 6, pp. 853-861, 1990-a.

## H

Hanna, A.N., “*NCHRP Project 4-20C, Aggregate Tests Related to Performance of Portland Cement Concrete Pavements: State of the Knowledge*”, National Cooperative Highway Research Program, Research Results Digest, N° 281, 2003.

Hausmann, D.A., “*Electrochemical Behaviour of Steel in Concrete*”, Journal ACI, February, 171, 1964.

Helene, P., “*Contribución al Estudio de la Corrosión en Armaduras de Hormigón*”, Tesis libre docencia Escuela Politécnica de la Universidad de Sao Paulo, Brasil, 1993.

Helene, P., “*Vida Útil de las Estructuras de Concreto*”, Proc. IV Congreso de Iberoamericano de Patología de las Construcciones – CONPAT-97, Porto Alegre, Brasil, tomo 1, pp 1-30, 1997.

Ho, D.W.; Hinczak, I.; Conroy, J.J. & Lewis, R.K., “*Influence of Slag Cement on the Water Sorptivity of Concrete*”, Proc. 2<sup>nd</sup> International Conference Fly Ash, Silica Fume, Slag and Natural Pozzolans in Concrete, Madrid, España, ACI SP-91, Vol. 2, pp. 1463-1474, 1986.

Ho, D.W.S.; Sheinn, A.M.; Ng, C.C. & Tam, C.T., “*The Use of Quarry Dust for SCC Applications*”, Cement and Concrete Research, Vol. 32, N° 4, pp. 505-511, 2002.

Hobbs, D.W., “*The Dependence of Bulk Modulus, Young’s Modulus, Creep, Shrinkage and Thermal Expansion of Concrete upon Aggregate Concentration*”, Materials and Structures, Vol. 20, N° 4, pp. 107-114, 1971.

Hudec, P., “*Deterioration of Aggregates-The Underlying Causes*”, Proc. Concrete Durability. Katharine and Bryant Mather International Conference, ACI SP 100, Ed. J. Scanlon, Vol. 2, pp. 1325-1342, 1987.

Hughes, B.P. & Bahramian, B., “*A Laboratory Test for Determining the Angularity of Aggregate*”, Magazine of Concrete Research, Vol. 18, N° 56, pp. 147-152, 1966.

Hughes, B.P. & Ash, J.E., "*The Effect of Mix Proportions Agreggate Dust Upon the Compressive Strength of Concrete*", Magazine of Concrete Research 20, 63, pp. 77-84, 1986.

## I

Instituto del Asfalto, "*Antecedentes del Diseño y Análisis de Mezclas Asfálticas de Superpave*", Publicación de la Federal Highway Administration N° FHHWA SA 95.003, Departamento de Transporte de los Estados Unidos, agosto 1996.

ICPA, "*Pliego de Especificaciones Técnicas para Tramo Experimental de HCR*", 1987.

Irán Ariza, S., "*Coeficiente Volumétrico del Agregado: Modificaciones al Comportamiento del Concreto*", Revista Construcción y Tecnología, Ed. IMCYC, México, marzo de 1999.

Irassar, E.F. y Cabrera, O.A., "*Trabajabilidad de Hormigones Elaborados con Arena de Trituración*", Proc. X Conferencia Interamericana en Tecnología de Materiales., Texas, USA, pp. 9.15 - 9.19, 1989.

Irassar, E.F., "*Ataque Químico al Hormigón*", en Durabilidad del Hormigón Estructural, Capítulo 3, pp. 97-156, Ed. Edgardo F. Irassar, La Plata, Argentina, 2001.

Irassar, E.F; Bonavetti, V.L.; Rahhal, V.F.; Donza, H.A.; Violini, D. y Milanesi, C., "*Estudio de Campo sobre la Ejecución de Pavimentos de Hormigón en Tiempo Frío*", Proc. XIV Congreso Argentino de Vialidad y Tránsito, T-151, 13 pág., en CD, Buenos Aires, 26 al 30 de septiembre de 2005.

## J

Jamali, A., Angst, U., Adey, B. & Elsener, B., "*Modeling of Corrosion-Induced Concrete Cover Cracking: A Critical Analysis*", Construction and Building Materials, V. 42, pp. 225–237, 2013.

Jamkar, S.S. & Rao, B.B.K., "*Index of Aggregate Particle Shape and Texture of Coarse Aggregate as Parameter for Concrete Mix Proportioning*", Cement and Concrete Research, Vol. 34, pp. 2021-2027, 2004.

Janoo, V., "*Quantification of Shape, Angularity and Surface Texture of Base Course Materials*", US Army Corps of Engineers, Special Report 98-1, 1998.

Janoo, V. & Korhonen, C., "*Performance Testing of Hot-Mix Asphalt Aggregates*", US Army Corps of Engineering, Special Report 99-20, 1999.

Johansen, V. & Andersen, P.J., "*Particle Packing and Concrete Properties*", Materials Science of Concrete, Vol. III, Ed. J. Skalny & S. Mindess, Publ. The American Ceramic Society, pp.112-147, 1998.

Johansson, L. & Klevbo, G., "*Concrete with Crushed Aggregate*", Ed. Swedish Cement and Concrete Research Institute, Stockholm, Sweden, 1981.

Johnston, C.D., "*Influence of Aggregate Void Condition and Particle Size on the Workability and Water Requirement of Single-Sized Aggregate-Paste Mixtures*", in Properties of Fresh Concrete, Proc. of the RILEM Colloquium, N° 10, Chapter 9, pp. 67-76, Ed. Chapman & Hall, London, UK, 1990.



Juan, C., “*Producción de Áridos Graníticos Triturados. Del Yacimiento al Despacho*”, Hormigonar, N°5, pp. 6-9, Ed. Asociación Argentina del Hormigón Elaborado, 2005.

## K

Kagaya, M.; Tokuda, H.; Kawakami, M. & Shoya, M., “*Method of Measuring Sand Particle Character and its Application to Proportioning Concrete*”, ACI Journal, Vol. 80, N° 3, pp. 229-234, 1983.

Kandhal, P.S.; Motter, J.B. & Khatri, M.A., “*Evaluation of Particle Shape and Texture: Manufactured versus Natural Sands*”, National Center for Asphalt Technology Report N° 91-3, 22 p., Annual Meeting of the Transportation Research Board, Washington, DC, USA, January 1991.

Kandhal, P.S.; Mallick, R.B. & Brown, E.R., “*Hot Mix Asphalt for Intersections in Hot Climates*”, National Center for Asphalt Technology, Report 98-06, 13 p., 1998.

Kaneuji, M.; Winslow, D. & Dolch, W.L., “*The Relationship between an Aggregates p.s.d. and Its Freeze Thaw Durability in Concrete*”, Cement and Concrete Research, Vol. 10, N° 3, pp. 433-442, 1980.

Kankkunen, H. & Ojanen, P., “*Concrete Rheology and Compaction*”, Nordic Concrete Research, Publication N° 11, pp. 100-109, 1992.

Kalcheff, I.V., “*Portland Cement Concrete with Stone Sand*”, Special Engineering Report, Ed. National Crushed Stone Association, Washington, DC, USA, 20 p., 1977.

Kalcheff, I.V. & Machemehl, C., “*Use of Crushed Stone Screenings in Highway Construction*”, Transportation Research Record, 741, pp. 40-42, 1980.

Kalcheff, I.V. & Tunnicliff, D.G., “*Effects of Crushed Stone Aggregate Size and Shape on Properties of Asphalt Concrete*”, Proc. Association of Asphalt Paving Technologists, Vol. 51, pp. 453-474, 1982.

Kawakami, H., “*Effect of Aggregate Type on the Mechanical Behaviour of Concrete*”, Interfaces in Cementitious Composites, Proc. of RILEM International Conference, Toulouse, Francia, 21-23 october 1992, pp. 179-186, Ed. E&FN Spon, UK, 1993.

Kayali, O.A., “*Porosity of Concrete in Relation to the Nature of the Paste-Aggregate Interface*”, Materials and Structures, Vol. 20, pp. 19-26, 1987.

Kayali, O. & Zhu, B., “*Corrosion Performance of Medium-Strength and Silica Fume High-Strength Reinforced Concrete in a Chloride Solution*”, Cement & Concrete Composites, V. 27, pp. 117-124, 2005.

Kearsley, E.P. & Wainwright, P.J., “*Porosity and Permeability of Foamed Concrete*”, Cement and Concrete Research, Vol. 31, N° 5, pp. 805-812, 2001.

Kearsley, E.P. & Wainwright, P.J., “*The Effect of Porosity on the Strength of Foamed Concrete*”, Cement and Concrete Research, Vol. 32, N° 2, pp. 233-239, 2002.

Kerkhoff, B. & Siebel, E., “*Properties of Concrete with Recycled Aggregates (part 2)*”, Beton 2/2001, Verlag Bau + Technik, pp. 105-108, 2001.

Khan, M.I. & Lynsdale, C.J., "*Strength, Permeability, and Carbonation of High-Performance Concrete*", Cement and Concrete Research, V.32, pp. 123-131, 2002.

Kim, J.K.; Lee, C.S.; Park, C.K. & Eo, S.H., "*The Fracture Characteristics of Crushed Limestone Sand Concrete*", Cement and Concrete Research, Vol. 27, N° 11, pp. 1719-1729, 1997.

Klaric, M.E.; Señaris, R.R. & Fava, C.A., "*Experiencias sobre Hormigones Secos Compactados por Rodillo para la Construcción de Pavimentos*", Proc. 8ª Reunión Técnica AATH, Villa Carlos Paz, Argentina, Vol. I, pp. 267-296, 1987.

Kosmatka, S.; Kerkhoff, B.; Panarese, W.C. & Tanesi, J., "*Diseño y Control de Mezclas de Concreto*", Ed. Portland Cement Association, México, 2004.

Kraai, P.P., "*Concrete Drying Shrinkage: Facts or Fallacies*", ACI SP-76, pp. 25-51, 1982.

Krumbein, W.C. & Sloss, L.L., "*Stratigraphy and Sedimentation*", Ed. W.H. Freeman and Company, San Francisco, USA, 1955.

## L

Lanas, J. & Alvarez, J.I., "*Preparación y Ensayos de Morteros de Cal de Nueva Factura para su Empleo en Restauración del Patrimonio*", V Jornadas Técnicas de Restauración y Conservación del Patrimonio", 13 pág., LEMIT, La Plata, 15 de septiembre de 2006.

Leguizamón, M.A., "*Las Rocas Cataclásticas*", Ediciones Argentea, 1987.

Lee, S.T.; Moon, H.Y.; Swamy, R.N.; Kim, S.S. & Kim, J.P., "*Sulfate Attack of Mortars Containing Recycled Fine Aggregates*", ACI Materials Journal, Vol. 102, N° 4, pp. 224-230, 2005.

Leemann, A.; Munich, B.; Gasser, P. & Holzwer, L., "*Influence of Compaction on the Interfacial Transition Zone and the Permeability of Concrete*", Cement and Concrete Research, Vol. 36, pp. 1425-1433, 2006.

LEM – Laboratorio de Ensayos de Materiales – Facultad de Ingeniería – UNCPBA, Informes Técnicos, años 1992 a 2010.

Levy, S. & Helene, P., "*Durability of Recycled Aggregates Concrete: a Safe Way to Sustainable Development*", Cement and Concrete Research, 34, pp. 1975-1980, 2004.

Lerch, W. & Bogue, R., "*Heat of Hydration of Portland Cement Pastes*", J. Research Nat. Bur. Stand, Vol. 12 N° 5, pp. 645-664, 1934.

Ley de Reforma Parcial del Decreto N° 1.468, Venezuela, 2004.

Li, L.; Chan, P.; Zollinger, D. & Lytton, R., "*Quantitative Analysis of Aggregate Shape Based on Fractals*", ACI Materials Journal, Vol. 90, N° 4, 1993.

Life-365<sup>TM</sup> – "*Service Life Prediction Model<sup>TM</sup>: Computer Program for Predicting the Service Life and Life-Cycle Cost of Reinforced Concrete Exposed to Chlorides*", Version 2.1 - January 7, 2012

López Celis et al., “*Durabilidad de la Infraestructura de Concreto Reforzado Expuesta a Diferentes Ambientes Urbanos de México*”, Secretaría de Comunicaciones y Transportes, Instituto Mexicano del Transporte, Publicación Técnica N° 292, ISSN 0188-7297, Sanfandila, Qro. México, 2006.

Lovato, P.S.; Possan, E.; Carpena Coitinho Dal Molin; D.; Masuero, Â.B. & Ribeiro, J.L., “*Modeling of Mechanical Properties and Durability of Recycled Aggregate Concretes*”, Construction and Building Materials 26, pp. 437–447, 2012.

## M

Maerz, N., “*Aggregate Sizing and Shape Determination Using Digital Image Processing*”, Center for Aggregates Research Sixth Annual Symposium Proceedings, St. Louis, Missouri, USA, April 19-20, pp. 195-203, 1998.

Maerz, N. & Zhou, W., “*Flat and Elongated: Advance Using Digital Image Analysis*”, Center for Aggregates Research Seventh Annual Symposium Proceedings, Austin, Texas, USA, April 19-21, pp. B1-4-1 to B1-4-12, 1999.

Maiza, P.J. y Marfil, S.A., “*Agregados Utilizados en Hormigón en el Sur de la Provincia de Buenos Aires y Este de la Provincia de Río Negro*”, Proc. 1er. Congreso Argentino sobre Áridos, Mar del Plata, Tomo 1, pp.355-360, 2008.

Malhotra, V.M. & Garette, G.G., “*Performance of Concrete Incorporating Limestone Dust as Partial Replacement for Sand*”, ACI Journal, Vol. 82, N° 3, pp. 363-371, 1985.

Malumbela, G.; Alexander, M. & Moyo, P., “*Interaction Between Corrosion Crack Width and Steel Loss in RC Beams Corroded Under Load*”, Cement and Concrete Research, V. 40, pp. 1419-1428, 2010.

Manual Americano del Hormigón, 554 pág., Ed. Dossat S.A., Madrid, 1952

Manual Contecvet: “*Manual de Usuario para la Evaluación de la Vida Residual de Estructuras de Hormigón. Manual para la Evaluación de Estructuras Afectadas por Corrosión*”, Grupo Español, 2000.

Marcotte, T.D., “*Characterization of Chloride-Induced Corrosion Products that form in Steel Reinforced Cementitious Materials*”, Thesis in Mechanical Engineering, PhD University of Waterloo, Ontario, Canada, <http://hdl.handle.net/10012/694>, 2001.

Mari, E.A., “*Los Materiales Cerámicos*”, Ed. Librería y Editorial Alsina, Buenos Aires, Argentina, 378 pág., 1998.

Marfil, S.A. y Maiza, P.J., “*Los Agregados Gruesos Utilizados en la Zona de Bahía Blanca (Pcia. de Buenos Aires), en Relación con la Reacción Alcali-Agregado*”, Proc. Congreso Internacional de Ingeniería Estructural y Tecnología del Hormigón (AIE-AATH), Tomo I, pp. 1-10, Córdoba, Argentina, 1993.

Marques, P.F.; Chastre, C. & Nunes, A., “*Carbonation Service Life Modelling of RC Structures for Concrete with Portland and Blended Cements*”, Cement and Concrete Composites, N° 37: 171-184, 2013.

Martínez-Sánchez, B.; Flores-Martínez, J.J.; Uribe-Afif, R. y Medina-Hernández, O., “*La Prueba de Permeabilidad Rápida a Cloruros como Índice de la Durabilidad de las Estructuras de Hormigón*”, Materiales de Construcción, Vol. 53, N° 271-272, pp. 165-177, 2003.

- Martinic, M.; Gassa, L.M.; Eperjesi, L. y Ferreyra Hirsh, E., “*Estudio Comparativo del Comportamiento frente a la Carbonatación de Diferentes Aceros de Armadura*”, Proc. 16ª Reunión Técnica AATH, pp.203-208, 2006.
- Martys, N.S. & Ferraris, C.F., “*Capillary Transport in Mortars and Concrete*”, Cement and Concrete Research, Vol. 27, Nº 5, pp. 747-760, 1997.
- Martiz, L.M.; Grande, S. & García, M., “*Importancia de la Forma de la Partícula y del Contenido de Mica en Agregados para Concreto. Caso de Estudio: Granito M-1 y M-2*”, Proc. Primeras Jornadas Iberoamericanas sobre “Caracterización y Normalización de Materiales de Construcción”, Red XIII.C Red Iberoamericana de Rocas y Minerales Industriales, CYTED, Benjamín Calvo Pérez y Mario Maya Sánchez, Editores, Madrid, del 11 al 15 de junio de 2001.
- Masad, E. & Button, J.W., “*Unified Imaging Approach for Measuring Aggregate Angularity and Texture*”, Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering, Vol. 15, pp.273-280, 2000.
- Mass, G., “*Aggregate Particle Shape Considerations*”, Concrete International, Vol. 5, Nº 8, 1983.
- Mather, B., “*Concrete Aggregates: Shape, Surface Texture and Coatings*”, Tests and Properties of Concrete and Aggregates, ASTM STP 169-A, Philadelphia, USA, pp. 284-296, 1955.
- Mather, B., “*Concrete Aggregates: Shape, Surface Texture and Coatings*”, Significance of the Properties of Concrete, ASTM STP 169-A, Philadelphia, USA, pp. 415-431, 1966.
- Mays, G., “*Durability of Concrete Structures. Investigation, Repair, Protection*”, Ed. E&FN Spon, Chapman & Hall, London, 1992.
- Mc Leish, A., “*Structural Assessment. Manual for Life Cycle Aspects of Concrete in Building and Structures*”, Ed. Taywood Engineering Limited, UK, pp. B4.1-B4.22, 1987.
- Metha, P.K., “*Durability of Concrete – Fifty years of Progress?*”, Durability of Concrete, 2<sup>nd</sup> International Conference, Detroit, USA, ACI SP-126, pp. 1 – 32, 1991.
- Mehta, P. K. & Monteiro, P., “*Concrete. Microstructure, Properties and Materials*”, 3<sup>th</sup> Edition, Ed. Mc Graw-Hill Companies Inc., New Jersey, USA, 1993.
- Mehta, P. K., “*Concrete Technology at the Crossroads. Problems and Opportunities*”, Concrete Technology, Past, Present and Future, Proc. V.M. Malhotra Symposium, ACI –SP 144, pp. 1-30, 1994.
- Metha, P.K., “*High-Performance Concrete Technology for the Future*”, Proc. International Congress on High-Performance Concrete, and Performance and Quality of Concrete Structures Florianópolis, Brasil, pp. 1-14, 1996.
- Mehta, P. K. & Monteiro, P., “*Concrete. Structures, Properties and Materials*”, 2<sup>nd</sup> Edition, Ed. Prentice Hall Inc., New York, USA, 659 p., 2006.
- Meira, G.R.; Andrade, C. & Alonso, M.C., “*Chloride Threshold for Starting Corrosion Process – Relationship Between Laboratory and Field Experiments*”, Proc. XII International Congress on the Chemistry of Cement, Cementing a Sustainable Future, Madrid, Spain, 3-8 July 2011.

Mena Ferrer, M., “Efecto de las Puzolanas en el Concreto Fresco”, Revista IMCYC, N° 112, Vol. 18, pp. 23-36, México, 1980.

Mendoza, C.J. y Mena Ferrer, M., “Influencia de los Agregados en los Concretos Estructurales del D.F”, IMCYC Vol. 25, N° 192, pp. 9-20, 1987.

Menezes, R.R.; Ferreira, H.S.; Neves, G. & Ferrerira, H.C., “Uso de Rejeitos de Granitos como Materias Primas Cerámicas”, Cerámica, Vol. 48, N° 306, pp. 1-12, Sao Paulo, april/june, 2002.

Mc Keagney, R., “Stone Sand – Are Specifications Appropriate?”, Pit & Quarry, june 1985.

Milanesi, C., “Estudio de la Reactividad Alcalina Potencial de Algunas Rocas Dolomíticas de la Argentina frente a la Reacción Alkali-Carbonato”, Tesis de Maestría, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional del Centro de la Provincia de Buenos Aires, 2013.

Mindess, S. & Young, J. F., “Concrete”, Ed. Prentice-Hall Inc., Englewoods Cliffs, N.J., USA, 1981.

Mindess, S., “Mechanical Properties of the Interfacial Transition Zone: A Review”, ACI SP 156-1, pp. 1-9, 1996.

Montenegro, C.B., “Empaquetamiento Granular: Influencia del Agregado Fino de Trituración”, Informe final Beca de Entrenamiento de la CIC, 1998.

Monteverde, A., “La Calidad de las Rocas de la Provincia de Buenos Aires a Través de los Ensayos Físicos-Mecánicos”, Revista Carretera N° 34, pp. 25-29 y N° 35, pp. 18-25, 1964.

Morales, G. & Benini, W.C., “Caracteizacao das Diferentes Marcas de Cales Comercializadas na Regiao da Grande Londrina”, Proc. IV Congresso Iberoamericano de Patología das Construcoes, Porto Alegre, RS, Brasil, Vol. 2, pp. 531-538, 1997.

Moreira, J.M.S.; Freire, M.N. & Holanda, J.N.F., “Utilização de Resíduo de Serragem de Granito Proveniente do Estado do Espírito Santo em Cerâmica Vermelha”, Cerámica, Vol. 49, N° 312, pp. 1-13, Sao Paulo, Brasil, oct./dec., 2003.

Moreno, E., Domínguez Lara, G.G., Cob Sarabia, E.J. & Duarte Gómez, F., “Efecto de la Relación Agua/Cemento en la Velocidad de Carbonatación del Concreto Utilizando una Cámara de Aceleración”, Ingeniería 8-2, pp. 117-130, 2004.

Moreno Fernández, E., “Corrosión en las Estructuras de Hormigón: Estudio Experimental de la Variación de la Ductilidad en Armaduras Corroidas Aplicando el Criterio de Acero Equivalente”, Tesis Doctoral, Departamento de Ciencia e Ingeniería de Materiales e Ingeniería Química – Universidad Carlos III de Madrid, España, 2008.

Moro, J.M.; Meneses, R.S.; Ortega, N.F. y Aveldaño, R.R., “Posibilidades del Reciclado de Hormigones Provenientes de Demoliciones en la Ciudad de Bahía Blanca, Argentina”, Proc. 19ª Reunión Técnica y V Congreso Internacional de la AATH, pp. 71-78, 2010.

Moro, J.M.; Meneses, R.S.; Señas, L.; Priano, C.; Ortega, N.F. y Aveldaño, R.R., “Hormigones Reciclados de Canto Rodado con la Incorporación de Aditivos”, Proc. 19ª Reunión Técnica y V Congreso Internacional de la AATH, pp. 79-86, 2010-a.

Muñoz Guaman, H.; Veliz Fanta, F. y Zetola Vargas, V., “*Comparación de Contenido de Finos en la Normativa y Recomendaciones*”, Proc. XIV Jornadas Chilenas del Hormigón, [http://www.seconstruye.com/jh2003/PDF/trabajos/HugMun\\_FernVel\\_ViceZet.pdf](http://www.seconstruye.com/jh2003/PDF/trabajos/HugMun_FernVel_ViceZet.pdf), 2003.

Murata, J. & Kikukawa, H., “*Viscosity Equation for Fresh Concrete*”, ACI Materials Journal, Vol. 89, N° 3, 1992.

Murdock, L.J. & Brook, K.M., “*Concrete Materials and Practice*”, Ed. E. Arnold, London, UK, 1979.

## N

Nagai, T.; Kojima, T. & Miura, T., “*Application of High-strength/Superworkable Concrete to Thin-wall Prestressed Concrete*”, Magazine of Concrete Research, Vol. 51, N° 3, pp. 153-162, 1999.

Nagaraj, T.S. & Kameswara, R.B., “*Generalized Abrams’ Law*”, RILEM Colloquium N° 10, pp. 242-252, 1990.

Nagaraj, T.S.; Shashiprakash, S.G. & Raghu Prasad, B.K., “*Reproportioning Concrete Mixes*”, ACI Materials Journal, Vol. 90, N° 1, 1993.

Nagaraj, T.S. & Banu, Z., “*Generalization of Abrams’ Law*”, Cement and Concrete Research, Vol. 26, N° 6, pp. 933-942, 1996.

Narang, K.C., “*Portland and Blended Cement*”, proc. 9<sup>th</sup> International Congress of the Chemistry of Cement, New Delhi, India, Vol. 1, pp. 244-245, 1992.

National Stone Association, “*The Aggregate Handbook*”, Ed. R. Barksdale, Washington, USA, 1991.

Neithalath, N., “*Analysis of Moisture Transport in Mortars and Concrete Using Sorption - Diffusion Approach*”, ACI Materials Journal, Vol. 103, N° 3, 2006.

Neville, A.M., “*Tecnología del Concreto*”, Tomos 1 a 3, Ed. Limusa S.A., México, 1988.

Neville, A.M., “*Aggregate Bond and Modulus of Elasticity of Concrete*”, ACI Materials Journal, Vol. 94, N° 1, pp. 71-74, 1997.

Neville, A.M. & Brooks, J.J., “*Tecnología del Concreto*”, Ed. Trillas, México D.F., 329 p., 1998.

Nichols Jr., F., “*Manufactured Sand and Crushed Stone in Portland Cement Concrete*”, Concrete International, Vol. 4, N° 8, pp.56-63, 1982.

Nigoul, P.; Bengoa, G. y Ferraro, R., “*Desarrollo Histórico y Aspectos Sociales en la Gestión Ambiental de Recursos. El caso de El Partido de La Costa - Provincia de Buenos Aires*”, VII Jornadas Interescuelas/Departamentos de Historia, Neuquén, Argentina, 22-24 de septiembre 1999.

Nishio, A.; Tamura, H. & Ohashi, M., “*Self-Compacting Concrete with High-Volume Crushed Rock Fines*”, Advances in Concrete Technology, Fourth CANMET/ACI/JCI Conference, ACI SP 179-37, pp. 617-630, 1998.

NT Build 443, “*Concrete Hardened: Accelerated Chloride Penetration*”, 1995.

## O

O’Flynn, M.L., “*Manufactured Sands from Hardrock Quarries: Environmental Solution or Dilema for Southeast Queensland*”, Australian Journal of Earth Sciences, Vol. 47, N° 1, pp. 65-73, 2000.

Ortega, N. F.; Alonso, M.C.; Andrade, M.C. y López, C., “*Análisis de la Fisuración Ocasionada por la Corrosión de las Armaduras Activas de Elementos Pretensados*”, Coloquia 2001. Madrid, 10 p., 2001.

Ortega, N.F.; Alonso, M.C.; Andrade, M.C. y López, C., “*Fisuración de Vigas con Armaduras Activas por Efecto de la Corrosión, en Función de la Resistencia del Hormigón*”, Proc. 16° Reunión Técnica de la Asociación Argentina de Tecnología del Hormigón, Mendoza, 2006.

Ortega, N.F. & Aveldaño, R.R., “*Analysis of Tensed Reinforced Concrete Beams During the Corrosion Process*”, The Open Construction & Building Technology Journal, Bentham Publishers, 2, pp. 243-250, 2008.

Ozol, M.A., “*Test and Properties of Concrete Aggregates*”, Significance of Tests and Properties of Concrete and Concrete-making Materials, pp. 584-628, 1978.

## P

Pacheco-Torgal, F. & Castro-Gomes, J.P., “*Influence of Physical and Geometrical Properties of Granite and Limestone Aggregates on the Durability of a C20/25 Strength Class Concrete*”, Construction and Building Materials, Vol. 20, pp. 1079-1088, 2006.

Page, C.L. & Treadaway, K.W.J., “*Aspects of the Electrochemistry of Steel in Concrete*”, Narute 297, N° 5862, pp. 109-115, 1982.

Page, C.L., “*Nature and Properties of Concrete in Relation to Reinforcement Corrosion*”, in Corrosion of Steel in Concrete, Aachen, 17–19 February 1992.

Page, C.L & Page, M.M., “*Durability Concrete and Cement Composite*”, Published in North America by CRC Press LLC, 6000 Broken Sound Parkway, NW, Suite 300, Boca Raton, FL 33487, USA, 2007.

Paz, C., “*El Testimonio Oral Como Técnica de Rescate del Patrimonio Cultural*”, Primer Simposio Sobre Periodismo Cultural y Social del Mercosur, Tandil, Pcia. de Bs. Aires. Argentina, abril de 1999.

Peralta, M.H.; Rivas, I.E. y Ortega, N.F., “*Análisis Numérico de la Fisuración Superficial de Estructuras de Hormigón Armado por Efecto de la Corrosión*”, Informes de la Construcción, Vol. 58, 501, pp. 47-55, ISSN: 0020-0883, 2006.

Pérez, L., “*Obras Embalse El Nihuil: Componentes Empleados y Resultados Experimentales del Hormigón*”, Primera Conferencia del Hormigón y Otras Aplicaciones del Cemento Portland, Buenos Aires, pp. 549-560, 1950.

Persson, A.L., “*Image Analysis of Shape and Size of Fine Aggregates*”, Engineering Geology, V. 50, pp. 177–186, 1998.

- Pettijohn, F.J., "*Rocas Sedimentarias*", 4ª edición, Ed. EUDEBA, 731 p., 1980.
- Pickett, G., "*Effect of Aggregate on Shrinkage of Concrete and Hypotheses Concerning Shrinkage*", Journal American Concrete Institute, Vol. 52, pp. 581-590, 1956.
- Popovics, S., "*Efectos del Árido sobre Ciertas Propiedades del Hormigón de Cemento Pórtland*", Informes de la Construcción N° 197, pp 85-99, Instituto Eduardo Torroja, Madrid, España, 1968.
- Popovics, S., "*Segregación y Exudación*", Proc. of RILEM Seminar on Fresh Concrete, Vol. 3, 1973.
- Popovics, S., "*Concepts for the Prediction of Water Requirement of Concrete*", in Properties of Fresh Concrete, Proc. of the RILEM Colloquium N° 10, Chapter 13, pp. 101-108, Ed. Chapman & Hall, London, UK, 1990.
- Popovics, S., "*Analysis of the Concrete Strength versus Water-Cement Ratio Relationship*", ACI Material Journal, Vol. 87, N° 5, 1990-a.
- Popovics, S., "*Concrete Materials: Properties, Specifications and Testing*", Ed. Noyes Publications, 2<sup>nd</sup> Edition, New Jersey, USA, 1992.
- Popovics, S., "*The Slump Test Is Useless-Or Is It?*", Concrete International, Vol. 16, N° 9, pp. 30-33, 1994.
- Popovics, S., "*History of Mathematical Model for Strength Development of Portland Cement Concrete*", ACI Material Journal, Vol. 95, N° 5, 1999.
- Powers, M .C., "*A New Roundness Scale for Sedimentary Particles*", Journal of Sedimentary Petrology, Vol. 23, p. 117-119, 1953.
- Powers, T.C., "*The non Evaporable Water Content of Hardened Portland - Cement Paste. Its Significance for Concrete Research and its Method of Determination*", ASTM Bulletin, pp. 68-75, 1949.
- Powers, T.C.; Copeland, L.E.; Hayes, J.C. y Mann, H.M., "*Permeability of Portland Cement Paste*", Proc. American Concrete Institute, Vol. 51, N° 3, pp. 285-298, 1954.
- Powers, T.C., "*Structure and Physical Properties of Hardened Portland Cement Paste*", Journal American Ceramic Society, Vol. 41, N° 1, pp. 1-6, 1958.
- Powers, T.C.; Copeland, L.E. & Mann, H.M., "*Capillary Continuity or discontinuity in Cement Pastes*", Journal Portland Cement Association, Research and Development Laboratories, Vol. 1, N° 2, pp. 38-48, 1959.
- Powers, T.C., "*The Properties of Fresh Concrete*", Ed. John Wiley & Sons, Inc., USA, 664 p, 1968.
- Powers, T.C., "*Fundamental Aspects of Concrete Shrinkage*", Materiaux et Constructions, Paris, N° 545, pp. 78-85, 1971.
- Pradhan, A. & Bhattacharjee, S., "*Aggregate Crushing Systems: Salient Features of Operation an Performance*", Indian Concrete Journal, Vol. 74, N° 6, pp. 301-309, 2000.



Priano, C. & Señas, L., “*Carbonation of Concrete Structures Located in Urban and Rural Environment*”, International Journal of Innovation and Applied Studies, ISSN 2028-9324 Vol. 2 No. 1 Jan. 2013, pp. 6-15, 2013 Innovative Space of Scientific Research Journals, 2013, <http://www.issr-journals.org/ijias/>

Price, W., “*Factors Influencing Concrete Strength*”, Journal of American Concrete Institute, Vol. 47, pp. 417-432, 1951.

Princigallo, A., “*Cálculo del Transporte de Cloruros en la Pasta de Cemento Estimating the Chloride Transport in Cement Paste*”, Materiales de Construcción, Vol. 62, 306, 151-161, abril-junio 2012, ISSN: 0465-2746 e ISSN: 1988-3226, doi: 10.3989/mc.2012.02011, 2012.

Prowell, B.D.; Zhang, J. & Brown, E.R., “*Aggregate Properties and the Performance of Superpave Designed Hot Mix Asphalt*”, National Cooperative Highway Research Program Report 539, Transportation Research Board of the National Academies, Washington, DC, 2005.

Prudencio, L.R.; Coelho, A.H. & Gutstein, D., “*Utilizacão do pó-de-pedra para a Produção de Agregado Miúdo para uso em Concreto*”, Proc. XXVII Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural, Tucumán, Argentina, Vol. 5, pp. 173-184, 1995.

## Q

Quiroga, P.N. & Fowler, D.W., “*The Effects of Aggregates Characteristics on the Performance of Portland Cement Concrete*”, Research Report ICAR-104-1F, University of Texas Austin, USA, 2003.

## R

RILEM Technical Committee TC 116-PCD, “*Performance Criteria for Concrete Durability*”, Ed. by Kropp, J. & Hilsdorf, H.K., Ed. E&FN Spon, London, 1995.

RILEM Recommendation TC 116-PCD, “*Permeability of Concrete as a Criterion of Its Durability-Tests for Gas Permeability of Concrete. Determination of the Capillary Absorption of Water of Hardened Concrete*”, Materials and Structures, Vol. 32, N° 217, pp. 174-179, 1999.

RILEM Recommendation 121-DRG, “*Guidance for Demolition and Reuse of Concrete and Masonry. Specifications for Concrete with Recycled Aggregates*”. Materials and Structures, Vol. 27, pp. 557-559, 1994.

Regueiro, M., “*Introducción a la Geología y Economía de las Rocas y Minerales Industriales*”, [http://www.ucm.es/info/crismine/Rocas\\_Minerales\\_Industriales.htm](http://www.ucm.es/info/crismine/Rocas_Minerales_Industriales.htm), 2002.

Rigan, J., “*Dolomitic Aggregates for Concrete*”, Proc. Colloque International sur les Matériaux Granulaires, Budapest, Hungría, 9-12 october, pp. 102-107, 1978.

Rodríguez, J.; Ortega, L.M. y García, A.M., “*Medida de la Velocidad de Corrosión de las Armaduras en Estructuras de Hormigón, Mediante un Equipo Desarrollado Dentro del Proyecto Eureka EU 401*”, Hormigón y Acero, N° 189, pp. 79-91, 1993.

Rodríguez, J.; Casal, J.; García, A.M.; Alonso, C. y Andrade, C., “Evaluación Experimental de la Fisuración del Hormigón Producida por la Corrosión de las Armaduras”. Hormigón y Acero N° 194, pp. 29-42, 1994.

Rodríguez, J.; Ortega, L.M.; Casal, J. y Arenas, J.M., “Comportamiento Estructural de Vigas de Hormigón con Armaduras Corroídas”, Hormigón y Acero N° 200, pp. 113-131, 1996.

Rodríguez, J.; Ortega, L.M.; Casal, J. y Arenas, J.M., “Estudio Experimental sobre la Capacidad Portante de Soportes de Hormigón con Armaduras Corroídas”, Hormigón y Acero N° 208, pp. 49-61, 1998.

Rostam, S. (Ed), “Durable Concrete Structures”, Comité Euro-International Du Béton, 1992.

Ruíz, C. y Burgoa, G.N., “Corrosión del Hormigón. Su Origen, su Mecanismo y Prevención”, Revista Construcciones, Buenos Aires, agosto 1953.

## S

Sagüés, 1996, Curso de posgrado “Diseño por Durabilidad”, Carrera: Maestría de Tecnología y Construcciones de Hormigón (Res. CONEAU N° 25/00), Olavarría, 1996.

Salgueiro, W.; Somoza, A.; Cabrera, O. & Consolati, G., “Porosity Study on Free Mineral Addition Cement Paste”, Cement and Concrete Research, Vol. 34, pp. 91-97, 2004.

Salinas, J.L., “Recomendaciones para una Normalización del Estudio Petrológico de los Áridos”, Boletín de Información del Laboratorio de Transporte y Mecánica de Suelos, Cedes, Madrid, 1973.

Secretaría de Minería, provincia de Córdoba, comunicación personal, 2006.

Servicio Geológico Minero Argentino, [http://www.segemar.gov.ar/P\\_Oferta\\_Regiones](http://www.segemar.gov.ar/P_Oferta_Regiones), 2006.

Shacklock, B.W. & Walker, W.R., “The Specific Surface of Concrete Aggregates and its Relation to the Workability of Concrete”, Cement and Concrete Association, Research Report N° 4, 9 p., Londres, UK, 1958.

Shelley, D., “Igneous and Metamorphic Rocks under the Microscope”, Ed. Chapman and Hall, 1993.

Shergold, F.A., “The Percentage Voids in Compacted Gravel as a Measure of its Angularity”, Magazine Concrete Research, Vol. 5, N° 13, pp. 3-10, 1953.

Schierloh, M.I., “Corrosión de Armaduras. Características que Debe Tener el Hormigón para Aumentar la Protección”, Tesis de Magíster, Universidad Nacional del Sur, Depto. de Ingeniería, 2002.

Scrivener, K.L. & Nonat, A., “Hydration of Cementitious Materials, Present and Future”, Cement and Concrete Research, N° 41, pp. 651-665, 2011.

Silveira, A.A.; Tres, A.C.; Faria, E.F. & Pandolfo, L.M., “Avaliação de Concretos Compostos com Misturas de Areia Natural e Industrial”, Proc. CONPAT 2005, Asunción, Paraguay, Vol. I, pp. III.41-III.48, 2005.

Snyder, K.A.; Winslow, D.N.; Bentz, D.P. & Garboczi, E.J., *“Interfacial Zone Percolation in Cement-Aggregate Composites”*, Interfaces in Cementitious Composites, Proc. of RILEM International Conference, Tolouse, Francia, 21-23 october 1992, pp. 259-268, Ed. E&FN Spon, UK, 1993.

Shi, X.; Xie, N.; Fortune, K. & Gong, J., *“Durability of Steel Reinforced Concrete in Chloride Environments: An Overview”*, Construction and Building Materials, V. 30, pp. 125–138, 2012.

Shodja, H.M., Kiani, K. & Hashemian, A., *“A Model for the Evolution of Concrete Deterioration Due to Reinforcement Corrosion”*, Mathematical and Computer Modelling 52, pp. 1403-1422, 2010.

Song, G. & Shayan, A., *“Corrosion of Steel in Concrete: Causes, Detection and Prediction. State-of-the-art Review”*, ARRB Transport Research Ltd., Review Report 4, 1998.

Soles, J., *“Petrography in the Evaluation of Aggregates and Concrete”*, Progress in Concrete Technology Ed. V.M. Malhotra, MOP/MEL 80-89 (TR), Ottawa, Canada, Energy, Mines and Resources, pp. 111-140, 1980.

Soroka, I. & Stern, N., *“Calcareous Fillers and the Compressive Strength of Portland Cement”*, Cement and Concrete Research, Vol. 6, N° 3, pp. 367-376, 1976.

Soroka, I. & Stern, N., *“The Effect of Fillers on Strength of Cement Mortars”*, Cement and Concrete Research Vol. 7, N° 4, pp. 449-456, 1977.

Soroka, I., *“Portland Cement Paste and Concrete”*, Ed. Mc Millan Press Ltd., Ed., London, UK, 1979.

Schmitt, J.W., *“Effects of Mica, Aggregate Coatings, and Water-Soluble Impurities on Concrete”*, Concrete International, Vol. 12, N° 12, pp.54-58, 1990.

Spalletti, L.; Mazzoni, M. y Lluch, J., *“Guía de Trabajos Prácticos de Sedimentología”*, Facultad de Ciencias Naturales y Museo, UNLP, 1995.

Sri Ravindrarajah, R. & Tam, C.T., *“Properties of Concrete Made with Crushed Concrete as Coarse Aggregate”*, Magazine of Concrete Research, Vol. 37, N° 130, pp. 29-38, 1985.

Stakston, D. & Bahia, H., *“The Effect of Fine Angularity, Asphalt Content and Performance Graded Asphalts on Hot Mix Asphalt Performance”*, Wisconsin Department of Transportation, WisDOT Highway Research Study 0092-45-98, 104 p., October 2003.

Suárez, L. & Regueiro, M., *“Áridos: Áridos Naturales y de Machaqueo para la Construcción”*, Ed. Geological, España, edición 1994.

Suda, K.; Misra, S. & Motohashi, K., *“Corrosion Products of Reinforcing Bars Embedded in Concrete”*, Corrosion Science, Vol. 35, N° 5-8. pp. 1543-1549, 1993.

## T

Tanahashi, I.; Ohgishi, S.; Ono, H. & Mizutani, K., *“Evaluation of Durability of Concrete in Terms of Watertightness by Permeability Coefficient Tests Results”*, Proc. Concrete Durability. Katharine and Bryant Mather International Conference, ACI SP 100, Ed. J. Scanlon, Vol. 1, pp. 187-206, 1987.

- Tattersall, G.H. & Banfill, P.F., *"The Rheology of Fresh Concrete"*, Ed. Pitman Publishing Inc, 1<sup>st</sup> Edition, Massachusetts, USA, 1983.
- Taus, V.L.; Di Maio, A.A. & Traversa, L.P., *"Sorptivity: Parameter for the Evaluation of Cover Concrete Quality"*, Proc. Quality of Concrete Structures and Recent Advances in Concrete Materials and Testing, ACI SP229-08, pp. 121-134, 2005.
- Taylor, H.F., *"La Química de los Cementos"*, Ed. Urmo, Bilbao, España, tomo 1, 1967.
- Tennis, P. & Jennings, H., *"A Model for Two Types of Calcium Silicate Hydrate in the Microstructure of Portland Cement Pastes"*, Cement and Concrete Research, Vol. 30, pp. 855-863, 2000.
- Teruggi, M. & Kilmurray, J., *"Sierras Septentrionales de la Provincia de Buenos Aires"*, Proc. 2do. Simposio de Geología Regional Argentina, Academia Nacional de Ciencias, Córdoba, Argentina, 1979.
- Teychenne, D.C.; Franklin, R.E. & Erntroy, H.C., *"Design of Normal Concrete Mixes"*, Building Research Establishment, Department of the Environment, HMSO, London, 42 p., 1988.
- Tobin, R.E., *"Flow Cone Sand Tests"*, ACI Journal, Vol. 75, N° 1, pp.1-12, 1978.
- Tonda, M.; Begliardo, H.F. y Panigatti, M.C.; *"Reciclado de Hormigón sin Preselección en Origen"*, III Congreso Internacional y 17<sup>a</sup> Reunión Técnica de la AAHT, Córdoba, Argentina, pp. 7-14, 2008.
- Torales Carbonari, B.; Agulló Fité, L. y Gettu, R., *"Procedimiento para la optimización de Hormigones de Altas Prestaciones"*, Hormigón y Acero, 2do. Trimestre, pp. 19-30, 1998.
- Torrent, R. & Jornet, A., *"The Quality of the Covercrete of Low, Medium and High-Strength Concrete"*, 2<sup>nd</sup> CANMET/ACI International Conference on Durability of Concrete, Montreal, Canada, Ed. V.M. Malhotra, Vol. II, pp. 1147-1162, 1991.
- Torrent, R., *"Un Enfoque Innovador para Asegurar la Durabilidad de las Estructuras"*, Proc. 1er. Congreso Internacional de Tecnología del Hormigón, pp. 253-266, Buenos Aires, Argentina, 1998.
- Torrent, R., *"Nuevo Enfoque para Asegurar la Vida Útil de Estructuras de Hormigón Armando"*, Conferencia XIV Jornadas Chilenas del Hormigón, Valdivia, Chile, 22-24 de octubre de 2003.
- Torrent, R., *"Tendencias del Hormigón en las Próximas Décadas"*, Boletín Informa 25, pp. 8-9, Ed. Centro Tecnológico del Hormigón, Santiago, Chile, diciembre de 2004.
- Torrent, R., *"Tendencias en Normas de Hormigón: de Prescriptivas a Prestacionales"*, Conferencia I Congreso Hormigón Premezclado de las Américas 2010, XII Congreso Iberoamericano del Hormigón Premezclado, 18<sup>a</sup> Reunión Técnica y IV Congreso Internacional de la AATH, Mar del Plata, Argentina, 8-10 de noviembre de 2010
- Torres Acosta, A.A. & Sagüés, A., *"Concrete Cover Cracking and Corrosion Expansion of Embedded Reinforces Steel"*, Proc. 3rd. NACE Latin American Corrosion Congress, pp. 215-229, 1998.
- Torres Acosta, A.A., *"Cracking Induced by Localized Corrosion Reinforcement in Chloride Contaminated Concrete"*, tesis PhD in Civil Engineering, Department of Civil and Environmental Engineering, College of Engineering, University of South Florida, USA, 1999.

Torres-Acosta, A.A., “*Structural Consequences of Corrosion for Reinforced Concrete*”, Rev. Tec. Ing. Universidad de Zulia, Vol. 30, Ed. Especial, pp.245-251, 2007.

Topal, A. & Sengoz, B., “*Determination of Fine Aggregate Angularity in Relation with the Resistance to Rutting of Hot-Mix Asphalt*”, Construction and Building Materials, Ed. Elsevier Science Ltd., N° 19, pp. 155-163, 2005.

Traversa, L.P. y Violini, D., “*Determinación de Algunas Características Tecnológicas de los Hormigones de Cemento Portland Elaborados con Arena de Mar*”, 3ª Reunión Técnica AATH, Tomo II, pp. 10-1/10-25, Entre Ríos, Argentina, 1977.

Traversa, L.P., “*Empleo de Arenas de Playa en Hormigón Estructural*”, Taller “Manejo de Costas Arenosas. Aspectos Regionales, Experiencias Comparadas y Perspectivas Futuras”, San Bernardo, Argentina, del 26-28 de Octubre de 2005.

Traversa, L.P., “*Evaluación y Diagnóstico de Puentes de Hormigón Armado Ubicados en Ambientes Rurales y Marinos*”, Proc. 16ª Reunión Técnica AATH, ISBN 987-21660-2-1, pp. 283-290, 2006.

Traversa, L.P. y Villagrán-Zaccardi, Y., “*Iglesia Nuestra Señora del Rosario, María Ignacia, Vela*”, Proc. Patrimonio Religioso en Colonias, Pueblos y Localidades de la Provincia de Buenos Aires, pp. 87-95, Anales LEMIT, Serie III, 2011.

Tremper, B.; Beaton, J. L. & Stratfull, R. F., “*Causes and Repair of Deterioration to a California Bridge due to Corrosion of Reinforcing Steel in a Marine Environment. II: Fundamental Factors Causing Corrosion*”, Bulletin N°. 182, Highway Research Board, Washington, D.C., pp. 18-41, 1958.

Troxell, G.E.; Raphael, J.M. & Davis, R.E., “*Long-time Creep and Shrinkage Tests of Plain and Reinforced Concrete*”, Proc. ASTM, Vol. 58, pp. 1101-1120, 1958.

Tucker, M., “*Sedimentary Petrology*”, Department of Geological Sciences of Durham, Blackwell Scientific Publications, USA, 1991.

Tuuti, K., “*Corrosion of Steel in Concrete*”, Swedish Cement and Concrete Research Institute, p 17-21, 1982.

## U

Uomoto, T. & Misra, S., “*Behaviour of Concrete Beam and Columns in Marine Environment when Corrosion of Reinforcing Bars Take Place*”, ACI Special Publication SP-109, pp. 127-145, 1988.

USGS, U.S. Geological Survey, Mineral Commodity Summaries, January 2005.

## V

Valenta, O., “*The Significance of the Aggregate-Cement Bond for the Durability of Concrete*”, Proc. Preliminary Report of the International Symposium on the Durability of Concrete, RILEM, Praga, Ed. S. Bechyne and K. Hruban (Czechoslovak Academy of Sciences), pp. 53-87, 1961.

Verbeck, G. J. & Foster, C. W., “*Long-time Study of Cement Performance in Concrete*”, Chapter 6, “The Heats of Hydration of the Cements”, Proc. Am. Soc. Test. Mater, Vol. 50, pp. 1235-1257, 1950.

Verbeck, G.J., "*Mechanism of Corrosion. Corrosion of Metal in Concrete*", ACI SP-49, Detroit, pp. 21-38, 1975.

Veronelli, D., "*Tecnología del Cemento Portland y Fisicoquímica del Proceso de Hidratación*", Revista Hormigón, N° 2, pp. 27-46, 1980.

Vidal, T.; Castel, A. & François, R., "*Analyzing Crack Width to Predict Corrosion in Reinforced Concrete*", Cement and Concrete Research, V.34, pp. 165-174, 2004.

Villagrán, Y.A.; Taus, V.L.; Zega, C.J.; Di Maio, A.A. y Traversa, L.P., "*Propiedades de Transporte en Hormigones Convencionales y Reciclados y su Influencia en la Corrosión de Armaduras*", Proc. Simposio fib El Hormigón Estructural y el Transcurso del Tiempo, La Plata, Argentina, Vol. 1, pp. 91-98, 2005.

Villagrán, Y.A., "*Ingreso de Cloruro y Evaluación de la Corrosión en Estructuras en Ambiente Marino*", 2das. Jornadas de Corrosión de Armaduras en Estructuras de Hormigón Armado. Evaluación, Diagnóstico y Reparación, Buenos Aires, Argentina, 28 de junio de 2012.

Villarroel, M.; Vera, R.; Carvajal, A.M., Vera, E. y Ortiz, C., "*Estudio de los Productos de Corrosión de Acero Embebido en Hormigón en Ambiente Marino e Industrial*", Congreso SAM/CONAMET 2007, San Nicolás, pp. 646-651, 2007.

## W

Waddell, J., "*Concrete Construction Handbook*", Mc Graw-Hill Book Company, 2<sup>nd</sup> Edition, 1968.

Wallevik, O.H., "*Den Ferske Betongens Reologi og Anvendelse pa Betong Med og Uten Tilsetning av Silikaastov*," Ph.D. Thesis, University of Trondheim NTH, 1990.

Wallevik, O.; Saasen, A. & GjØrv, O., "*Effect of Filler Materials on the Rheological Properties of Fresh Concrete*", ACI Materials Journal, Vol. 92, N° 5, 1995.

Wallevik, J.E., "*Relationship Between the Bingham Parameters and Slump*", Cement and Concrete Research, Vol. 36, N° 7, pp. 1214-1221, 2006.

Westerholm, M.; Lagerblad, B.; Silfwerbrand, J. & Forsseberg, E., "*Influence of Fine Aggregate Characteristics on the Rheological Properties of Mortars*", Cement and Concrete Composite, 30, pp. 274-828, 2008.

Williams, A.T.; Wiltshire, R.J. & Thomas, M.C., "*Sand Grain Analysis-Image Processing, Textural Algorithms and Neural Nets*", Computers & Geosciences, Ed. Elsevier Science Ltd., Vol. 24, N° 2, pp. 11-118, 1998.

Wittmann, F., "*Fracture Mechanics of Concrete*", Chapter 2, Ed. Elsevier, Amsterdam, Holland, 1983.

Wong, G.S.et-al, "*Portland-Cement Concrete Rheology and Workability: Final Report*", Publication N° FHWA-RD-00-25, U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, April 2001.

Wright, P.J.F., “*A Method of Measuring the Surface Texture of Aggregate*”, Magazine of Concrete Research, Vol. 5, N° 2, pp.151-160, 1955.

## Y

Yang, C.C., “*Effect of the Transition Zone on the Elastic Moduli of Mortar*”, Cement and Concrete Research, Vol. 28, N° 5, pp. 727-736, 1998.

Yang, C.C. & Su, J.K., “*Approximate Migration Coefficient of Interfacial Transition Zone and the Effect of Aggregate Content on the Migration Coefficient of Mortar*”, Cement and Concrete Research, Vol. 32, N° 10, pp.1559-1565, 2002.

Young, J.F., “*A Review of the Pore Structure of Cement Paste and Concrete and its Influence on Permeability*”, ACI SP 108, pp. 1-18, Ed. by D. Whiting and A. Walitt, Detroit, USA, 1988.

## Z

Zaniewski, J.P. & Rafferty, S., “*Evaluation of the Compacted Aggregate Resistance Test*”, Asphalt Technology Program, Department of Civil and Environmental Engineering, Morgantown, Virginia, USA, April 2004.

Zega, C.J. y Di Maio, A.A., “*Comportamiento de Hormigones Elaborados con Agregado Fino Reciclado*”, Proc. 16ª Reunión Técnica AATH, pp. 47-54, 2006.

Zega, C.J., “*Hormigones Reciclados: Caracterización de los Agregados Reciclados*”, tesis de Maestría, Facultad de Ingeniería, UNCPBA, 135 p., 2008.

Zega, C.J.; Villagrán-Zacardi, Y.A. & Di Maio, A.A., “*Effect of Natural Coarse Aggregate Type on Physical and Mechanical Properties of Recycled Coarse Aggregates*”, Materials and Structures, Vol. 43 (1-2), pp.195-202, 2010.

Zega, C.J. & Di Maio, A.A., “*Use of Recycled Fine Aggregate in Concretes with Durable Requirements*”, Waste Management, 31, pp. 2336–2340, 2011.

Zerbino, R.L., “*Rol de la Adherencia Matriz-Agregado en el comportamiento del Hormigón*”, tesis doctoral UNLP, mayo de 1998.

Zhou, F.; Lydon, F. & Barr, “*Effect of Coarse Aggregate on Elastic Modulus and Compressive Strength of High Performance Concrete*”, Cement and Concrete Research, Vol. 25, N° 1, pp.177-186, 1995.

### **10.2.- Reglamentos**

*Model Code 2010*, International Federation for Structural Concrete (*fib*), ISSN 1562-3610- ISBN 978-2-88394-095-6, 317 p., Lausanne, Switzerland, 2010.

*Proyecto de Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón – PRAEH*, Tomo 1, Ed. INTI, 1964.

Reglamento CIRSOC 201 y Anexos *"Proyecto, Cálculo y Ejecución de Estructuras de Hormigón Armado y Pretensado"*, Tomos 1 y 2, Ed. INTI, Buenos Aires, Argentina, Julio 1982.

Reglamento CIRSOC 201 M *"Proyecto, Cálculo y Ejecución de Estructuras de Hormigón Armado y Pretensado para Obras Privadas Municipales"*, Ed. INTI, Buenos Aires, Argentina, Agosto 1996.

Reglamento CIRSOC 201- 2005, *"Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón"*, Ed. INTI, Buenos Aires, Argentina (entró en vigencia el 1/1/2013), 2005.

ACI Committee 318, *"Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary"*, ACI Manual of Concrete Practice, Farmington Hill, USA, 2002.

BS 1986, *"Building Code Requirements for Reinforced Concrete"*.

BS 8110, *"Code of Practice for Design and Construction"*.

*"Código Modelo CEB-FIP para Hormigón Estructural"*, Comité Euro-Internacional del Hormigón, Ed. Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Madrid, 1990.

### 10.3.- Normas Nacionales

IRAM 1512	Agregado fino natural para hormigón de cemento Pórtland.
IRAM 1519	Rocas basálticas. Método de determinación de la estabilidad. Ensayo de inmersión en etanodiol (etilén glicol).
IRAM 1520	Agregados finos. Métodos de laboratorio para la determinación de la densidad relativa real, de la densidad relativa aparente y de la absorción de agua.
IRAM 1524	Hormigón de cemento. Preparación y curado en obra de probetas para ensayos de compresión y de tracción por compresión diametral.
IRAM 1525	Agregados. Método de ensayo de durabilidad por ataque con sulfato de sodio.
IRAM 1531	Agregado grueso para hormigón de cemento Pórtland.
IRAM 1532	Agregados gruesos. Método de ensayo de resistencia al desgaste con la máquina "Los Ángeles".
IRAM 1533	Agregados gruesos. Método de laboratorio para la determinación de la densidad relativa real, de la densidad relativa aparente y de la absorción de agua.
IRAM 1534	Hormigón. Preparación y curado de probetas en laboratorio para ensayos de compresión y de tracción por compresión diametral.
IRAM 1536	Hormigón fresco de cemento Pórtland. Método de ensayo de la consistencia utilizando el tronco de cono.



“Caracterización de la durabilidad de hormigones con arenas de trituración”

IRAM 1540	Agregados. Método de ensayo del material fino que pasa por el tamiz IRAM 75 µm, por lavado.
IRAM 1546	Hormigón de cemento Pórtland. Método de ensayo de compresión.
IRAM 1547	Hormigón de cemento Pórtland. Ensayo de tracción por flexión.
IRAM 1548	Agregados. Determinación de la densidad a granel y de los espacios vacíos.
IRAM 1551	Hormigón de cemento Pórtland. Extracción, preparación y ensayo de testigos de hormigón endurecido.
IRAM 1554	Hormigón de cemento Pórtland. Método de determinación de la penetración de agua a presión en el hormigón endurecido.
IRAM 1560	Hormigón Compactado a Rodillo para Uso Vial. Método de Determinación de la Curva Humedad-Densidad, y para la Preparación de Probetas Cilíndricas.
IRAM 1593	Material calcáreo para cemento Pórtland con "filler" calcáreo.
IRAM 1601	Agua para morteros y hormigones de cemento pórtland.
IRAM 1604	Hormigón. Método de ensayo para determinar la exudación.
IRAM 1622	Cemento Pórtland. Determinación de resistencias mecánicas.
IRAM 1623	Cemento Pórtland. Método de ensayo de finura por tamizado seco y por determinación de la superficie específica por permeabilidad al aire (método de Blaine).
IRAM 1627	Agregados: granulometría de los agregados para hormigones.
IRAM 1647	Agregados para hormigón de cemento pórtland. Métodos de ensayo.
IRAM 1649	Agregados para hormigones. Examen petrográfico.
IRAM 1658	Hormigón. Determinación de la resistencia a la tracción simple por compresión diametral.
IRAM 1661	Hormigones. Método de ensayo de la resistencia a la congelación en aire y deshielo en agua.
IRAM 1662	Hormigones y morteros. Determinación del tiempo de fraguado. Método de resistencia a la penetración.
IRAM 1663	Hormigón de cemento. Aditivos químicos.
IRAM 1674	Agregados. Determinación de la reactividad alcalina potencial. Método acelerado de la barra de mortero.
IRAM 1687 - 1	Agregados. Método de determinación del índice de lajocidad.

IRAM 1687 - 2	Agregados. Determinación del índice de elongación.
IRAM 1690	Hormigón de cemento pórtland. Método de ensayo de la consistencia utilizando la mesa de Graf.
IRAM 1700	Agregados. Determinación del cambio de longitud en prismas de hormigón, debido a la reacción álcali-agregado.
IRAM 1705	Compactado de hormigón por vibración. Equipos y operación. Requisitos y métodos de ensayo.
IRAM 1767	Hormigón. Método de ensayo de la consistencia utilizando el dispositivo Vebe.
IRAM 1857	Hormigón de cemento pórtland. Determinación del contenido de ión cloruro en el hormigón.
IRAM 1871	Hormigón. Método de ensayo para determinar la capacidad y la velocidad de succión capilar de agua del hormigón endurecido.
IRAM 1874-1	Agregados para hormigones. Evaluación de estructuras en servicio. Resistencia a congelación y deshielo.
IRAM 1874-2	Agregados para hormigones. Evaluación de estructuras en servicio. Reacción álcali-sílice.
IRAM 1874-3	Agregados para hormigones. Evaluación de estructuras en servicio. Estabilidad de rocas basálticas.
IRAM 11656	Adoquines de hormigón para pavimentos intertrabados.
IRAM 50000	Cemento. Cemento para uso general. Composición, características, evaluación de la conformidad y condiciones de recepción.
IRAM 50001	Cemento. Cementos con propiedades especiales.
VN-E16-67	Ensayo de cubicidad.
VN-E2-65	Límite líquido.
VN-E3-65	Límite plástico. Índice de plasticidad.

#### **10.4.- Normas Internacionales**

AASHTO T-180	Moisture-Density Relations of Soils Using a 101 Pound (45.4 kg) Rammer and an 18 in. (457 mm) Drop.
AASHTO T 304-96	Standard Method of Test for Uncompacted Void Content of Fine Aggregate.

AFNOR P18-564	Détermination du coefficient d'écoulement des sables.
AS 3600	Australian Standard: Concrete Structures.
ASTM B 212	Standard Test Method for Apparent Density of Free-Flowing Metal Powders.
ASTM B 213	Standard Test Method for Flow Rate of Metal Powders.
ASTM C 29	Standard Test Method for Bulk Density ("Unit Weight") and Voids in Aggregate.
ASTM C 33	Standard Specification for Concrete Aggregates.
ASTM C 125	Standard Terminology Relating to Concrete and Concrete Aggregate.
ASTM C 157	Standard Test Method for Length Change of Hardened Hydraulic-Cement Mortar and Concrete.
ASTM C 204	Standard Test Method for Fineness of Hydraulic Cement by Air Permeability Apparatus.
ASTM C 227	Potential Alkali Reactivity of Cement-Aggregate Combinations (Mortar-Bar Method).
ASTM C 232	Standard Test Methods for Bleeding of Concrete.
ASTM C 294	Standard Descriptive Nomenclature for Constituents of Natural Mineral Aggregates.
ASTM C 469	Standard Test Method for Static Modulus of Elasticity and Poisson's Ratio of Concrete in Compression
ASTM C 586	Standard Test Method for Potential Alkali Reactivity of Carbonate Rocks as Concrete Aggregates (Rock-Cylinder Method).
ASTM C 642	Standard Test Method for Specific Gravity, Absorption, and Voids in Hardened Concrete.
ASTM C 876	<i>“Standard Test Method for Half-cell Potential of Reinforcing Steel in Concrete”</i> , 2000.
ASTM C 1202	Standard Test Method for Electrical Indication of Concrete's Ability to Resist Chloride Ion Penetration.
ASTM C 1252	Uncompacted Void Content of Fine Aggregates.
ASTM C 1556	Determining the Apparent Chloride Diffusion Coefficient of Cementitious Mixture by Bulk Diffusion, 2003.

- ASTM D 1557 Standard Test Methods for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Modified Effort.
- ASTM C 1585 Standard Test Method for Measurement of Rate of Absorption of Water by Hydraulic-Cement Concretes.
- ASTM D 2940 Standard Specification for Graded Aggregate Material for Bases or Sub-bases for Highways or Airports.
- ASTM D 3080 Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions.
- ASTM D 3398 Standard Test Methods for Index of Aggregate Particle Shape and Texture.
- ASTM D 4791 Standard Test Method for Flat Particles, Elongated Particles, or Flat and Elongated Particles in Coarse Aggregate.
- ASTM D 5821 Standard Test Method for Determining the Percentage of Fractured Particles in Coarse Aggregate.
- ASTM G 1 Standard Practice for Preparing, Cleaning, and Evaluating Corrosion Test Specimens, 2003.
- BS 882 Aggregates from Natural Sources for Concrete.
- BS 812 Part 1: Methods for Sampling and Testing of Mineral Aggregates, Sands and Filler: Sampling, Shape, Size and Classification.
- LNEC E464 Concrete. Prescriptive Methodology for a Design Working Life of 50 and 100 Years. LNEC, Lisbon, 2007.
- LNEC E465 Concrete. Methodology for Estimating the Concrete Performance Properties Allowing to Comply with the Design Working Life of the Reinforced or Pre-stressed Concrete Structures Under Environmental Exposures XC and XS, LNEC, Lisbon, 2007.
- NCh 163 Of. 79 Áridos para Morteros y Hormigones
- CSA-A23.2-14A-M77 Alkali-Aggregate Reaction. Concrete Prism Test.
- CSA-A23.1-94 Appendix B: Alkali-Aggregate Reaction. Concrete. Materials and Methods of Concrete Constuction.
- EN 206 Concrete- Performance, Production and Conformity, European Committee for Standardization, 1997.
- EN 933-4 Determination of Particle Shape, Index Shape.
- PrEN 933-11 Ensayos para Determinar las Propiedades Geométricas de los Áridos. Ensayo de Clasificación de los Constituyentes del Árido Reciclado Grueso.

UNE 7238	Determinación de coeficiente de forma del árido grueso empleado en la fabricación de hormigones.
UNIT 1029	Agregados Gruesos – Determinación del Coeficiente de Forma (Uruguay)
UNIT 84:52	Agregado Fino para Hormigón de Cemento Portland.
SIA 262	Swiss Standard: “Concrete Construction”, part of Swiss structural codes, 2003.
SIA 262/1	Norme Suisse: "Construction en béton – Spécifications complémentaires", Annexe E: Perméabilité à l'air dans les Structures, pp. 30-31, 2003.

### **10.5.- Publicaciones Precedentes a esta Tesis**

- 1) *"Dosificación de Hormigones con Arena de Trituración"*, O.A. Cabrera - E.F. Irassar, Proc. 8ª Reunión Técnica AATH, Tomo I, pp. 253-266, 1987.
- 2) *"Trabajabilidad de Hormigones Elaborados con Arena de Trituración"*, E.F. Irassar - O.A. Cabrera, Proc. X Conferencia Interamericana en Tecnología de Materiales, Texas, USA, pp. 9.15 a 9.19, 1989.
- 3) *"Hormigón Compactado con Rodillos Elaborado con Agregados de Trituración"*, O.A. Cabrera - J.M. Heriz, Proc. 9ª Reunión Técnica AATH, Tomo I, pp. 11-23, 1989.
- 4) *"Dosificación por Volumen de Hormigones con Agregados de Trituración"*, O.A. Cabrera - J.M. Heriz, Proc. 10ª Reunión Técnica de la AATH, Tomo 1, pp. 165-174, 1991.
- 5) *"Empleo de Arena Triturada en Hormigones Estructurales"*, O.A. Cabrera - E.F. Irassar, Proc. XXV Jornadas Sul-americanas de Engenharia Estrutural Porto Alegre, RS, Brasil, Tomo 4, pp. 73-82, 1991.
- 6) *"Beneficios del Reemplazo de un 30% del Agregado Fino de Trituración por Arena Natural"*, O.A. Cabrera, Revista Vivienda N° 352, pp. 79-82, 1991.
- 7) *"Hormigón Empleado en Pequeñas Obras"*, O.A. Cabrera, Revista Hormigón N° 21, pp. 41-49, 1992.
- 8) *"Ámbito de Aplicación de los Hormigones con Arena Triturada"*, O.A. Cabrera- H.A. Donza - J. Garay, Proc. Congreso Internacional de Ingeniería Estructural y de Tecnología del Hormigón, Tomo 2, pp. 379-392, 1993.
- 9) *"Efecto del Polvo de Piedra en Hormigones Estructurales"*, O.A. Cabrera - V.L. Bonavetti, Proc. XXVI Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural, Montevideo, Uruguay, Tomo 4, pp. 221-232, 1993.
- 10) *"Análisis del Límite del Contenido de Polvo en Arenas Graníticas Trituradas"*, O.A. Cabrera - V.L. Bonavetti, Revista Hormigón N° 27, ISSN - 0325-8947, pp. 9-18, 1994.
- 11) *"Influencia de los Métodos de Dosificación sobre la Calidad del Hormigón Estructural"*, O.A. Cabrera, Revista Hormigón N° 28, pp. 21-30, 1995.
- 12) *"Hormigones de Cemento Portland Elaborados con Subproductos de la Trituración de Rocas"*, O.A. Cabrera - V.L. Bonavetti - H.A. Donza, Anales de la Asociación Química Argentina, Vol. 83, N° 6, pp. 347-352, 1995.

- 13) *"Influencia del Tipo de Agregado Fino en las Propiedades Mecánicas de los Hormigones de Alta Resistencia"*, O.A. Cabrera - H.A. Donza, Proc. 12ª Reunión Técnica AATH, pp. 9-21, 1995.
- 14) *"The Influence of Kind of the Fine Aggregate on the Mechanical Properties of High Strength Concrete"*, H.A. Donza - O.A. Cabrera - Proc. 4<sup>th</sup> International Symposium on Utilization of High-Strength/High-Performance Concrete, Vol. 2, pp. 153-160 - Paris, Francia, 1996.
- 15) *"Hormigones con Filler Calcáreo"*, M. Mogica - O.A. Cabrera, Proc. XXVIII Jornadas Sul-Americanas de Engenharia Estrutural, Vol. 5, pp. 2089-2098, 1997.
- 16) *"Hormigones de Alta Resistencia con Agregado Fino Triturado"*, O.A. Cabrera - H.A. Donza, Proc. XXVIII Jornadas Sul-Americanas de Engenharia Estrutural, Vol. 5, pp. 2099-2107, 1997.
- 17) *"Aspectos Característicos de las Principales Patologías de las Estructuras de Hormigón Armado de la Costa Atlántica"*, O.A. Cabrera - M.A. González - V.F. Rahhal, Proc. CONPAT-1997, Porto Alegre, Brasil, Tomo 5, pp.427-434, 1997.
- 18) *"Hormigones de Alta Resistencia con Cemento con Filler Calcáreo"*, O.A. Cabrera - V.L. Bonavetti - H.A. Donza - E.F. Irassar, Proc. 1er. Congreso Internacional de Tecnología del Hormigón, AATH, Buenos Aires, pp. 195-204, 1998.
- 19) *"Influence of Fine Aggregate Mineralogy on Mechanical Properties of High-Strength Concrete"*, O.A. Cabrera - H.A. Donza - M.A. González, II International Conference on High-Performance Concrete, and Performance and Quality of Concretes Structures (ACI-CANMET), Gramado, Brasil, Proceedings, sp 16 (en CD), 1999.
- 20) *"Estructura y Propiedades de los HAP con Agregados Triturados"*, O.A. Cabrera - H.A. Donza, Proc. 5to. Congreso Brasileño del Cemento, paper 2-21, pp 1-13, (en CD), Sao Paulo, Brasil, 1999.
- 21) *"Hormigones con Arena de Dolomías Trituradas"*, O.A. Cabrera - G. Casinelli - H.A. Donza - G. Menéndez, Revista de ASAGAI (Asociación Argentina de Geología Aplicada a la Ingeniería) N° 14, pp. 6-11, 2000.
- 22) *"Estado Fresco de Morteros y Hormigones con Arenas Trituradas"*, O.A. Cabrera - L.P. Traversa, Proc. XXIX Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural, en CD, 2000.
- 23) *"Evaluación de la Contracción por Secado en Morteros elaborados con Arenas Naturales y Arenas de Trituración"*, L.P. Traversa - O.A. Cabrera, Revista Hormigón N° 37, ISSN - 0325-8947, pp. 45-54, 2001.
- 24) *"Las Dolomías de Sierras Bayas (Olavarría)"*, G. Cassinelli - O.A. Cabrera - H.A. Donza, Revista Vialidad, Año XXXI, N° 93, pp. 55-58, 2001.
- 25) *"Clasificación de Ambientes. Regiones que Presentan Problemas Generalizados de Corrosión"*, O.A. Cabrera. Proc. Jornadas Tecnológicas sobre Corrosión de Armaduras en Estructuras de Hormigón: Evaluación, Diagnostico y Reparación - Organizado por la AATH. Mar del Plata, 24 y 25 de Octubre de 2002, pp.144-167, en CD.
- 26) *"Influencia del Polvo de Roca Granítica sobre las Propiedades de los Hormigones"*, V. Bonavetti, O.A. Cabrera, E.F. Irassar, CONPAT- 2003, Mérida, México (publicado en CD).
- 27) *"Porosity Study on Free Mineral Addition Cement Paste"*, W. Salgueiro - A. Somoza - O.A. Cabrera - G. Consolati, Cement and Concrete Research, Vol. 34, N° 1, pp. 91-97, 2004.

- 28) *"Hormigón Compactado a Rodillo"*, O.A. Cabrera, Capítulo 7 del libro "Hormigones Especiales", pp. 215-252, ISBN 987-21660-0-5, Ed. E.F. Irassar, AATH, 2004.
- 29) *"Propiedades de Hormigones Elaborados con Distinto Contenido de Polvo Granítico"*, V.L. Bonavetti, O.A. Cabrera, E.F. Irassar, Revista de la Construcción, Vol. 3, N° 1, pp 4-15, ISSN 0717-7925, Editada por la Escuela de la Construcción Civil - Pontificia Universidad Católica de Chile, 2004.
- 30) *"Influencia de la Forma y Textura Superficial del Agregado Fino sobre la Succión Capilar"*, O.A. Cabrera, H.A. Donza, L.P. Traversa, Proc. 16ª Reunión Técnica AATH, pp. 195-203, 2006.
- 31) *"Influencia de la Forma y Textura de los Agregados Finos en la Fluidez de los Morteros Cementíceos"*, Cabrera, O.A. - Traversa, L.P. - Rahhal, V.F., Proc. III Congreso Internacional y 17ª Reunión Técnica "Ing. José F. Colina", pp. 371-378, 2008 (ISBN 978-987-21660-3-8).
- 32) *"Una Fuente Alternativa de Agregados Finos para el Hormigón"*, O.A. Cabrera, N.F. Ortega y L.P. Traversa, Proc. 1<sup>er</sup> Congreso de Ingeniería Sustentable y Ecología Urbana (en CD), Buenos Aires, Argentina, del 13 al 15 de Octubre de 2010. Publicado en Revista Ciencia y Tecnología, N° 10, pp. 17-37, ISSN 1850-0870, Editada por la Universidad de Palermo, Argentina, junio de 2011.
- 33) *Fluidez de Morteros Cementíceos con Arenas Machacadas / Flowability in Crushed Sand Mortar*", O.A. Cabrera, L.P. Traversa y N.F. Ortega, Materiales de Construcción (España), Vol. 60, N° 300, pp. 115-130, octubre-diciembre 2010, ISSN: 0465-2746 e ISSN: 1988-3226, doi: 10.3989/mc.2010.50909.
- 34) *"Corrosión del Acero en Vigas con Diferentes Tipos de Agregados Finos"*, O.A. Cabrera, L.P. Traversa y N.F. Ortega, Proc. VI Congreso Internacional sobre Patología y Recuperación de Estructuras - CINPAR 2010, Córdoba, junio 2010. Tópico 3 - Trabajo N° 103, en CD.
- 35) *"Influencia de los Agregados Finos y del Curado del Hormigón sobre la Evolución de la Corrosión de las Armaduras"*, O.A. Cabrera, N.F. Ortega, M.I. Schierloh, L.P. Traversa y L. Señas, Proc. 1er. Simposio Técnico Iberoamericano sobre Estructuras y Materiales para la Construcción – 4º Curso Internacional Sedurec "Auscultación y Diagnóstico de Estructuras Deterioradas, pp. 181-205, 2010.
- 36) *"Estado Fresco de Morteros y Hormigones con Arenas de Machaqueo / Effect of Crushed Sand on Mortar and Concrete Rheology"*, O.A. Cabrera, L.P. Traversa y N.F. Ortega, revista Materiales de Construcción (España), Vol. 61, N° 303, pp. 401-416, julio-septiembre 2011- ISSN: 0465-2746 e ISSN: 1988-3226- doi: 10.3989/mc.2011.55609.
- 37) *"Influencia del Agregado Fino en la Corrosión del Acero de Refuerzo"*, O.A. Cabrera, L.P. Traversa y N.F. Ortega, Proc. I Congreso Hormigón Premezclado de las Américas 2010, XII Congreso Iberoamericano del Hormigón Premezclado, 18ª Reunión Técnica y IV Congreso Internacional de la AATH, Mar del Plata, 8-10 de noviembre de 2010, en CD. Publicado en el Proc. Editado por la AATH, ISBN 978-987-21660-45, pp. 275-282, 2011.
- 38) *"Influencia del Curado sobre la Evolución de la Corrosión en Vigas de Hormigón Armado con Diferentes Agregados Finos"*, O.A. Cabrera, N.F. Ortega, M. I. Schierloh y L. P. Traversa, Proc. IX Congreso Latinoamericano de Patología de la Construcción y XII Congreso de Control de Calidad en el Construcción (CONPAT 2011), Vol. II, Patología, ISBN 978-9929-40-175-4, Capítulo S08: Ejecución, Trabajo 036AR, pp S08-1 – S08-8, Antigua Guatemala, Guatemala, 2011.
- 39) *"Introducción a la Temática de la Corrosión de las Armadura en el Hormigón "*, O. Cabrera. Proc. 2<sup>das</sup>. Jornadas Tecnológicas sobre Corrosión de Armaduras en Estructuras de Hormigón: Evaluación, Diagnóstico y Reparación – Organizado por la AATH. Buenos Aires, 28 de junio de 2012, en CD.

- 40) *“Influencia del Curado sobre la Evolución de la Corrosión en Vigas de Hormigón Armado con Diferentes Agregados Finos”*, O. A. Cabrera, N. F. Ortega, M. I. Schierloh y L. P. Traversa, Revista ALCONPAT, Vol. 2, N° 2, pp. 17-27, Mayo-Agosto 2012.
- 41) *“Evolución de la Fisuración Debida a la Corrosión en Vigas de Hormigón Armado con Arenas Trituradas”*, O.A. Cabrera, N.F. Ortega, L.P. Traversa, H.A. Donza, Proc. 1° Congreso ALCONPAT Argentina 2013 - Patología, Control de Calidad y Rehabilitación en la Construcción, en CD, ISBN 978-950-42-0148-9, Mendoza, Argentina, mayo de 2013.
- 42) *“Evolución del Ancho de las Fisuras en Función del Progreso de la Corrosión en Vigas de Hormigón Armado con Agregados Finos Triturados”*, O.A. Cabrera, N.F. Ortega, L.P. Traversa, H.A. Donza, en CD, P-360-369, ISBN 978-958-58090-1-7, CONPAT 2013, Cartagena de Indias, 2013.



## “Caracterización de la Durabilidad de Hormigones con Arenas de Trituración”



**ANEXOS**

## ANEXO DEL CAPITULO 2

### II.1.- Clasificación de los Tipos de Exposición del Reglamento CIRSOC 201-05

Las tablas que se transcriben en este punto se corresponden a las Tablas 2.1 y 2.2 del Capítulo 2, Especificaciones por Resistencia y Durabilidad, del Reglamento CIRSOC 201-05.

**Tabla II.1:** Clases de exposición generales que producen corrosión de armaduras.

Desig.	Clase	Subclase	Tipo de proceso	Descripción del medio ambiente
A 1	No agresiva		Ninguno	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Interiores de edificios no sometidos a condensaciones</li> <li>• Elementos exteriores de edificios, revestidos</li> <li>• Hormigón masivo interior</li> <li>• Estructuras en ambientes rurales y climas desérticos, con precipitación media anual &lt; 250 mm</li> </ul>
A 2	Ambiente normal	Temperatura moderada y fría, sin congelación. Humedad alta y media o con ciclos de mojado y secado	Corrosión por carbonatación	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Interiores de edificios expuestos al aire con HR ≥ 65 % o a condensaciones</li> <li>• Exteriores expuestos a lluvias con precipitación media anual &lt; 1.000 mm.</li> <li>• Elementos enterrados en suelos húmedos o sumergidos</li> </ul>
A 3	Clima cálido y húmedo		Corrosión por carbonatación	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Exteriores expuestos a lluvias con precipitación media anual ≥ 1.000 mm</li> <li>• Temperatura media mensual durante más de 3 meses al año ≥ 25° C</li> </ul>
C L	Húmedo o sumergido, con cloruros de origen diferente del medio marino		Corrosión por cloruros	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Superficies de hormigón expuestas al rociado o la fluctuación del nivel de agua con cloruros</li> <li>• Hormigón expuesto a aguas naturales contaminadas por desagües industriales</li> </ul>
M 1	Marino	Al aire	Corrosión por cloruros	<ul style="list-style-type: none"> <li>• A más de 1 km de la línea de marea alta y contacto eventual con aire saturado de sales</li> </ul>
M 2		Al aire	Corrosión por cloruros	<ul style="list-style-type: none"> <li>• A menos de 1 km de la línea de marea alta y contacto permanente o frecuente con aire saturado con sales</li> </ul>
		Sumergidos	Corrosión por cloruros	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Sumergidos en agua de mar, por debajo del nivel mínimo de mareas</li> </ul>
M 3		Sumergidos	Corrosión por cloruros	<ul style="list-style-type: none"> <li>• En la zona de fluctuación de mareas o expuesto a salpicaduras del mar</li> </ul>

**Tabla II.2:** Clases específicas de exposición que pueden producir degradación distinta de la corrosión de armaduras.

Desig.	Clase	Subclase	Tipo de proceso	Descripción del medio ambiente
C 1	Congelación y deshielo	Sin sales descongelantes	Ataque por congelación y deshielo	<ul style="list-style-type: none"> <li>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</li> </ul>
C 2		Con sales descongelantes	Ataque por congelación y deshielo y por sales descongelantes	<ul style="list-style-type: none"> <li>Estructuras destinadas al tráfico de vehículos o peatones en zonas con más de 5 nevadas anuales o con temperatura mínima media en los meses de invierno inferior a 0°C</li> </ul>
Q 1	Ambientes con agresividad química	Moderado	Ataque químico	<ul style="list-style-type: none"> <li>Suelos, aguas o ambientes que contienen elementos químicos capaces de provocar la alteración del hormigón con velocidad lenta (ver Tablas 2.3 y 2.4)</li> </ul>
Q 2		Fuerte		<ul style="list-style-type: none"> <li>Suelos, aguas o ambientes que contienen elementos químicos capaces de provocar la alteración del hormigón con velocidad media (ver Tablas 2.3 y 2.4).</li> <li>Exposición al agua de mar</li> </ul>
Q 3		Muy fuerte		<ul style="list-style-type: none"> <li>Suelos, aguas o ambientes que contienen elementos químicos capaces de provocar la alteración del hormigón con velocidad rápida (ver Tablas 2.3 y 2.4)</li> </ul>

Nota: La división de los ambientes en las dos tablas no indica ningún tipo de prelación.

## II.2.- Características de Arenas Trituradas Proveniente de Diferentes Plantas

A fin de establecer las características de los agregados finos de trituración graníticos (granulometría, peso unitario y contenido de polvo) y su regularidad, se efectuó el seguimiento de la producción de tres canteras del partido de Olavarría, Provincia de Buenos Aires. El muestreo se realizó cada 10 días, en un período de dos meses. En la Tabla III.2 se detalla un resumen de las características de los materiales estudiados.

En Canteras Unidas de Sierra Chica se efectuó el muestreo en dos zonas opuestas de una pila de arena granítica 0-3 mm, que se alimenta con una cinta transportadora, para analizar las posibles segregaciones debidas al viento, caída libre, lluvias, etc. Se denominan “0-3 mm D” y “0-3 mm T” al material extraído de la parte delantera y trasera de la pila, respectivamente. También, se estudió la producción de arena triturada 0-6 mm.

En la Cantera Adolfo Guerrico S.A. (Villa Mónica), se analizó el material de tres pilas diferentes de arena 0-6 mm, una proveniente de la trituradora primaria, otra de arena sin lavar, y la restante de arena lavada en planta. En Canteras Argentinas se analizó la producción de arena 0-3 mm.

En la Tabla II.3 se indica el módulo de finura máximo y mínimo y su coeficiente de variación, correspondiente al período de seguimiento de la producción. Además, se informan el porcentaje de polvo (material < 75 µm), el peso unitario y los porcentajes de vacíos del material suelto y compactado.

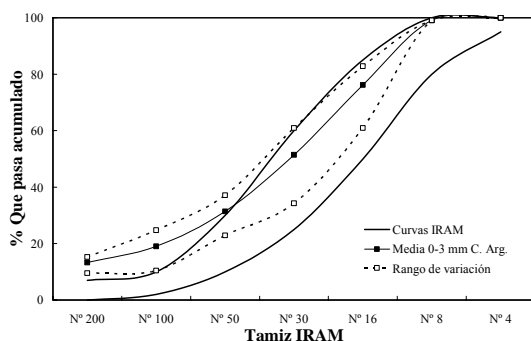
Para cada granulometría comercial evaluada surge que los contenidos de vacíos se mantienen casi constantes, por lo cual puede plantearse que la forma y textura son similares, es decir, que a la misma mineralogía se origina la misma angularidad, siempre que el proceso de trituración tenga características similares.

**Tabla II.3:** Características de arenas trituradas graníticas de diferentes canteras (experiencias del autor).

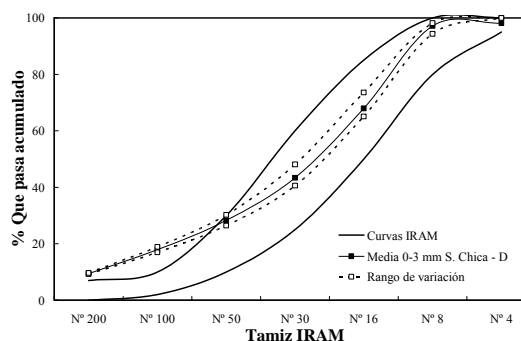
Cantera	Canteras Argentinas	Unidas de Sierra Chica		
		0-3 mm D	0-3 mm T	0-6 mm
Granulometría	0-3 mm	0-3 mm D	0-3 mm T	0-6 mm
Módulo de finura	2,00 - 2,71	2,33-2,51	1,93-2,78	2,93 - 3,46
Coef. de variación (%)	13,6	2,7	12,4	6,1
% de polvo	10 - 15	8 - 9	5 - 12	8 - 9
PUV suelto (kg/m <sup>3</sup> )	1,451	1,458	1,430	1,520
% Vacíos	45,7	45,5	46,5	43,2
PUV compactado (kg/m <sup>3</sup> )	1,683	1,704	1,647	1,780
% Vacíos	37,1	36,3	38,4	33,4

En las figuras siguientes se muestran las curvas granulométricas promedio y las envolventes inferior y superior de todas las curvas evaluadas, indicando en estas dos últimas, el rango o zona donde se desarrollaron todas las granulometrías. Como referencias se incluyen las curvas granulométricas A y B recomendadas por la Norma IRAM 1627.

En la Figura II.1 se observa que la curva promedio de la arena 0-3 mm de Canteras Argentinas, no se encuentra totalmente comprendida entre las curvas A y B, debido a que hay un mayor contenido de material menor o igual que el Tamiz N° 50, y que el rango del módulo de finura fue de 2,00-2,71, con un coeficiente de variación de 13,6 %. Respecto a este punto, el reglamento CIRSOC 201-05 indica que si el módulo de finura varía más de 0,20 en más o en menos, con respecto al del material empleado para determinar las proporciones del hormigón (dosificación), la partida de agregado fino debe ser rechazada, salvo que se realicen ajustes en las proporciones de la mezcla, con el objeto de compensar el efecto de la mencionada variación de granulometría. En todas las granulometrías realizadas, el porcentaje de polvo se mantuvo entre 10 y 15 %.



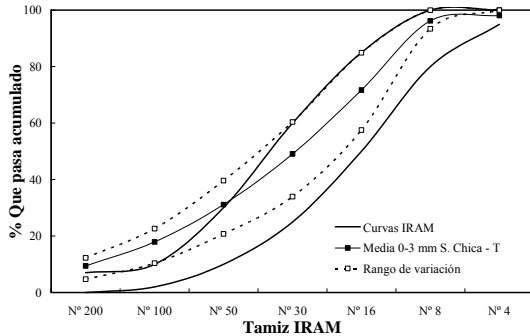
**Figura II.1:** Curvas granulométricas de arenas 0-3 mm – Canteras Argentinas (experiencias del autor).



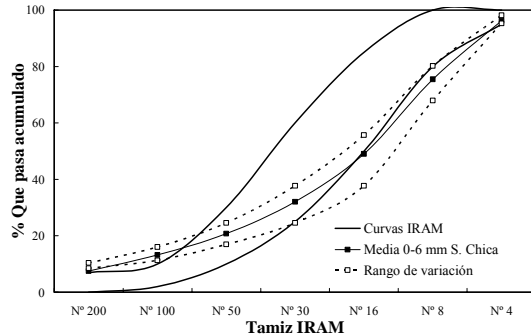
**Figura II.2:** Curvas granulométricas de arenas “0-3 mm-D” - Canteras Argentinas (experiencias del autor).

En el caso de la arena de las pilas de arena 0-3 mm, de Canteras Unidas de Sierra Chica (ver Figuras II.2 y II.3), se detecta una diferencia importante del módulo de finura, siendo el material de la zona trasera relativamente más grueso que el de la parte delantera, 1,93-2,78 y 2,33-2,51, respectivamente. Para la variación del módulo de finura, cabe la misma observación que en el caso de la

arena de Canteras Argentinas. El contenido de polvo fue más estable en la parte delantera de la pila. De esta forma se infiere que existen diferencias en el producto final provocadas por la caída libre del material, el efecto del viento, etc. También hay que tener en cuenta que la producción de arena no tiene ningún tipo de corrección, como por ejemplo un tamizado intermedio o una retritución. En la Figura II.4 se indica el rango de variación de la arena 0-6mm, cuya curva promedio se desarrolla próxima a la curva A.



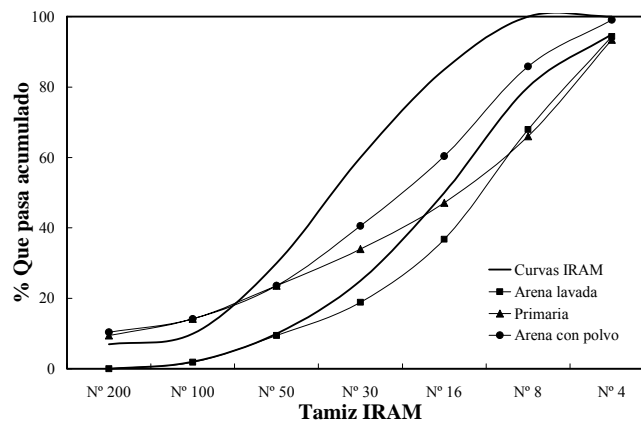
**Figura II.3:** Curvas granulométricas de arenas “0-3 mm-T” - Canteras Argentinas (experiencias del autor).



**Figura II.4:** Curvas granulométricas de arenas 0-6 mm – C.U. Sierra Chica (experiencias del autor).

En muestras obtenidas de la Cantera A. Guerrico S.A. se confirma que el lavado origina una arena mucho más gruesa que la original, ya que esta técnica no solo retira el polvo sino también reduce notablemente el contenido de finos menores de 300 µm (ver Figura II.5).

Finalmente, si la magnitud de la variación observada en la producción de agregado fino, se tiene en cuenta en la dosificación, utilizando un sistema de control adecuado, la producción del hormigón mantendrá un satisfactorio nivel de calidad. En caso que no pueda implementarse un sistema de control eficiente deberá analizarse la disponibilidad de otras fuentes de agregados, como así también su costo.



**Figura II.5:** Curvas granulométricas de arenas 0-6 mm – A. Guerrico S.A. (experiencias del autor).

## ANEXO DEL CAPITULO 3

### III.1 Influencia del Proceso de Producción sobre las Características Físicas del Agregado

El procesamiento de la roca y el manipuleo de los agregados afectan importantes propiedades del agregado, granulometría, forma, homogeneidad y limpieza; y de esa manera, tienen una importante influencia sobre la calidad del hormigón. El diseño y operación del equipamiento de trituración influye en la esfericidad de las partículas, generalmente con un mayor radio de reducción se obtiene una menor esfericidad de las partículas. Para la reducción de la roca, en el proceso de producción de agregados pétreos se usa una combinación de máquinas con operaciones de cribado y/o clasificación. Se obtiene, de esta forma, un circuito de trituración cuyo producto final (agregado) debe encontrarse dentro de límites granulométricos preestablecidos. Los términos *trituración* y *molienda* se diferencian por el tamaño de las partículas a procesar, denominándose molienda cuando se trata de reducir de tamaño a partículas menores de 10 mm.

La energía necesaria para una cierta reducción del tamaño del material fue relacionada primero con la nueva superficie creada, y después con la reducción del volumen de las partículas, de acuerdo con las Leyes de Rittinger (1867) y de Kick (1885), respectivamente. Actualmente, la energía se asocia a la nueva longitud de fisura creada, cuya fórmula, elaborada por F.C. Bond (1951), se indica a continuación:

$$w = 10 * w_1 (1/\sqrt{d_{80}} - 1/\sqrt{D_{80}}) \quad (3.23)$$

donde:  $w$  es la energía necesaria (kWh) por tonelada corta tratada (1 tonelada corta =  $t_c = 907,2$  kg),  $d_{80}$  es el tamaño de malla por el que pasa el 80 % del producto ( $\mu\text{m}$ ),  $D_{80}$  es el tamaño de malla por el que pasa el 80 % de la alimentación ( $\mu\text{m}$ ), y  $w_1$  es el *índice de Bond* o *índice de trabajo*.

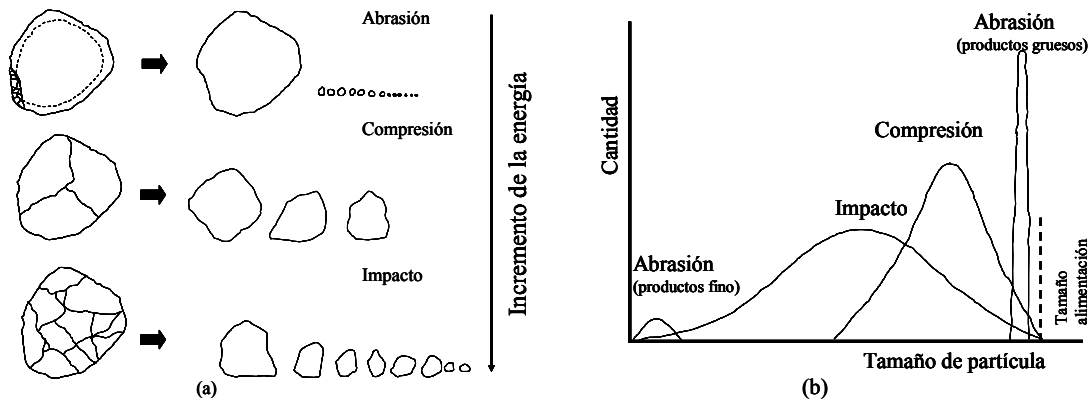
El índice de Bond representa la resistencia que ofrece cada material a ser triturado o molido, en kWh/ $t_c$  y su significado físico es el trabajo necesario para reducir una tonelada corta, desde un tamaño de partículas considerado “infinito” hasta 100  $\mu\text{m}$ . La fórmula establece la energía gastada incluyendo todas las pérdidas, destacándose que las máquinas trituradoras tienen un aprovechamiento energético muy bajo por la disipación de calor, deformaciones, ruido, energía cinética de las partículas, etc. En la Tabla III.1 se informan valores indicativos de este índice para distintos tipos de rocas (Suárez, 1993), observándose que las rocas basálticas y las dioritas son las que comparativamente necesitan mayor energía, mientras que las calizas son las que menos energía requieren, para igual tamaño final de partícula.

**Tabla III.1:** Índice Bond para diferentes tipos de rocas (Suárez, 1993).

Material	Índice Bond (kWh/ $t_c$ )	Material	Índice Bond (kWh/ $t_c$ )
Arenisca	13,1	Diorita	20,1
Basalto	20,2	Dolomita	12,8
Caliza	11,1	Esquisto	12,5
Cuarcita	12,9	Gabro	15,9
Cuarzo	12,8	Granito	15,7

La operación de trituración se basa en impartir a la roca tensiones superiores a su límite elástico, provocando su fractura. Las máquinas empleadas para este objetivo pueden ser clasificadas, de acuerdo con los diferentes mecanismos de fractura: por compresión, por impacto y por abrasión.

Los dos primeros mecanismos de trituración (compresión e impacto) son los más utilizados en los equipos para producir agregados y, en general, en cada uno de ellos predomina uno de estos mecanismos de rotura sobre los otros. La abrasión ocurre en áreas localizadas cuando una cantidad insuficiente de energía es aplicada a las partículas como para causar una fractura significativa. De este modo, por medio de la abrasión se obtiene una limitada reducción de tamaños. En cambio, cuando las partículas son atrapadas entre dos superficies de trituración o entre otras partículas se produce un limitado número de planos de fractura, originándose partículas alargadas. Por último, las trituradoras de impacto producen una amplia distribución de tamaños (ver Figura III.1). Cuando se producen agregados, las trituradoras de impacto tienden a producir un mayor porcentaje de partículas menores de 3,75 mm, y las de abrasión un mayor contenido de polvo.



**Figura III.1:** Mecanismos de fractura de las rocas (a). Granulometrías típicas de diferentes trituradoras (b). (Adaptado National Stone Association, 1991).

También, se puede clasificar las trituradoras de acuerdo a los elementos mecánicos que provocan la trituración de la roca, en los seis siguientes tipos:

- mandíbula, de simple y doble efecto (con relación de reducción de 3 a 8).
- giratoria (con relación de reducción de 6 a 8).
- disco.
- martillos, oscilantes o fijos.
- rodillos, lisos o dentados.
- molino de barras.

Por otra parte, para la selección desde el punto de vista económico de una trituradora, se debe tener en cuenta:

- la forma y el tamaño del producto a obtener.
- la curva granulométrica (distribución de tamaño de partícula).
- la variación de los tamaños del producto triturado para adaptarse a la demanda.
- la reducción de las fracciones que no se comercializan.

Como regla general, basada en la experiencia, se establece que un equipamiento que produce formas aceptables de partículas con un tipo de roca, no necesariamente originará formas aceptables con

otro tipo de roca. Respecto al comportamiento de las diferentes trituradoras se deben tener en cuenta los siguientes conceptos:

- a) Índice de reducción (relación entre  $D_{80}$  y  $d_{80}$ ).
- b) Coeficiente de forma ( $CV = v/V$ , es decir la esfericidad al cubo): donde  $v$  es el volumen de la partícula, y  $V$  es el volumen de la esfera, cuyo diámetro es  $L$  (dimensión mayor de la partícula).

El valor del coeficiente volumétrico depende de las características del equipo de trituración y del material a triturar, es decir de su resistencia a la trituración, naturaleza abrasiva y consistencia (granular o laminada). En la Tabla III.2 se indica, con criterio cualitativo, la relación entre el tipo de mecanismo de trituración, el índice de reducción y el coeficiente volumétrico (Irán Ariza, 1999). Además, debe plantearse que cuando la resistencia de la roca se incrementa la trituración origina que (Escario, 1967):

- el tamaño de la partícula se incrementa.
- la forma de la partícula es menos cúbica.
- los finos disminuyen.
- se incrementa la energía consumida en el proceso.

**Tabla III.2:** Parámetros del comportamiento de trituradoras.

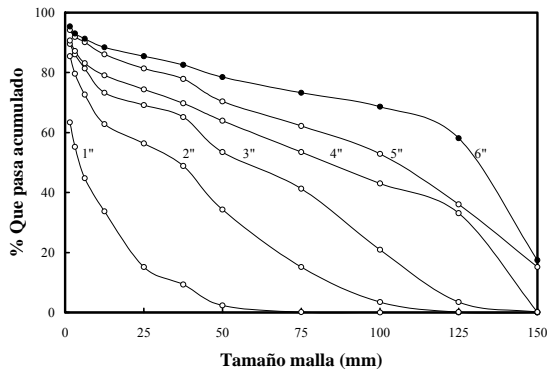
Tipo de trituradora	Índice de reducción	Coeficiente volumétrico
Por compresión	Bajo	Bajo (muchas lascas)
Por impacto	Muy alto	Muy bueno

Cada tipo de trituradora produce un material granular con una distribución de tamaños diferente, por ejemplo, las trituradoras de martillo producen muchas más partículas finas que las de rodillos, y además tienden a producir una mejor forma de partículas. Las curvas granulométricas obtenidas del proceso de trituración pueden ser difíciles de manejar, siendo preferible contar con una característica que pueda ser valorada por un número como el  $d_{80}$ , que indica el tamaño de la malla teórica cuadrada por la que pasa el 80 % del material. La curva de distribución de tamaños de agregados procesados en una trituradora de martillos tiende a una distribución logarítmica-normal, en cambio la correspondiente curva de una trituradora de rodillos, a una distribución normal (Popivcs, 1992).

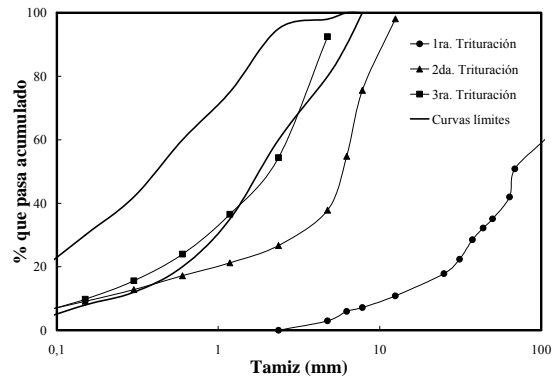
En el caso de las trituradoras de impacto la distancia entre la placa rompedora y las barras impulsoras limita el tamaño máximo de salida de las partículas. A modo de ejemplo, en la Figura III.2, se observan los cambios en la curva granulométrica de una roca caliza cuando se modifica la mencionada distancia desde 1” a 6”.

*Trituración por compresión:* El efecto de compresión predomina en las trituradoras de mandíbulas, giratorias y rodillos. A igualdad de abertura de boca la capacidad de una trituradora giratoria es muy superior a la de mandíbulas. La relación de reducción es baja, 5 a 1, por lo que, para obtener agregados es necesario efectuar la trituración en dos o tres etapas. Aquellas trituradoras en las que predomina el efecto de compresión al procesar materiales de origen sedimentario o estratificado tienden a producir un material triturado lajoso, aún cuando su espesor está limitado por la abertura de salida. Estas trituradoras proporcionan partículas que no se aproximan a la forma cúbica, tienen poco desgaste y su uso se ve favorecido cuando se trabaja con rocas no exfoliables, que son generalmente muy abrasivas (Gascañana Martín, 1967).





**Figura III.2:** Curvas granulométricas de roca caliza variando la separación entre placas y barras de la trituradora de martillos (adaptado de Gascañana Martín, 1967).



**Figura III.3:** Análisis granulométrico del material en tres etapas de trituración (adaptado de Martiz, 2001).

*Trituración por impacto:* Las trituradoras de martillo producen gran cantidad de finos. La turbulencia que se produce en la cámara de trituración da lugar a choques violentos entre las partículas, que ayudan a eliminar las aristas agudas y las zonas débiles del agregado triturado. Las ventajas de las trituradoras por impacto, frente a las que trabajan por compresión son:

- elevada relación de reducción (10 a 1).
- tamaños grandes de alimentación.
- no dejan pasar partículas planas en materiales estratificados.
- obtención de partículas de forma cúbica.

Las trituradoras giratorias se emplean en los procesos de trituración secundaria, terciaria y cuaternaria. Existe un tipo de trituradoras de esta clase denominadas, *gyradisc*, que tiene un ángulo muy bajo con la horizontal, 25°, en comparación con los 31-50° de los conos. Tiene aspecto de disco, y por el bajo ángulo la trituración, se produce una estructura multicapa en la zona de trituración. Al separarse las superficies triturantes y al volver a comprimir, se produce una trituración grano contra grano, con una gran fricción, que origina muchos finos. El material resultante presenta una buena cubicidad y se producen menos finos, comparativamente que con las trituradoras de martillo (Suárez, 1993).

*Ejemplo del Efecto de la Trituración sobre la Forma de las Partículas y la Granulometría:* A continuación se presenta un ejemplo sobre el efecto de la trituración en la forma y distribución de tamaños de una roca granítica (gneis granítico), al ser sometida a la reducción de tamaño con trituradoras a mandíbulas de laboratorio, de 5x7” y de 2,5x3” para la primaria y secundaria, respectivamente. El material fue procesado en una tercera etapa en cilindros trituradores con salida de malla N° 10. Los trozos originales de roca estaban comprendidos entre 12 y 23 cm.

La forma de las partículas se indica en la Tabla 3, donde se observa que la forma aplanada es la predominante. La modificación de la granulometría en las tres etapas de trituración se muestra en la Figura III.3, donde la granulometría final se aproxima a los límites granulométricos inferiores especificados. La observación visual muestra que los tamaños más gruesos son poliminerálicos. La separación de la mica no se logra en tamaños mayores del tamiz N° 10, en cambio se encuentra parcialmente libre sobre el tamiz N° 16, y libre en los tamices menores debido posiblemente al efecto gravitacional por la baja densidad de las partículas de mica (Martiz, 2001).

**Tabla III.3:** Composición mineralógica del granito y formas de las partículas obtenidas (Martiz, 2001).

Mineral	Composición volumétrica (%)	Tamaños (mm)	Forma de las partículas (%)	
			Planas	Semiplanas
Feldespato alcalino	15-25	207	20	80
Plagioclasa sódica	25-35	128	0	100
Cuarzo	20-25	63	100	0
Biotita	6-8	50	100	0
Moscovita	<1	33	15	85
		38	100	0
		31	100	0
		25	100	0
		12,5	100	0

## ANEXO DEL CAPITULO 4

### IV.1.- Características de los Agregados para Hormigón Según su Origen Geológico

**Tabla IV.1:** Características de agregados de rocas ígneas (adaptado de Mehta, 1993).

Tipo de roca	Nombre común	Principales minerales	Características de los agregados
Rocas intrusivas	Granito	Cuarzo, feldespato (O, P) y mica.	De estas rocas se obtienen excelentes agregados por que: a) son de grano grueso a mediano, fuertes y producen fragmentos equidimensionales. b) tienen baja porosidad y absorción. c) no reaccionan con los álcalis. Algunas rocas graníticas pueden presentar RAS por la presencia de cuarzo tensionado.
	Sienita	Feldespato (O, P), anfíbol, biotita.	
	Diorita	Feldespato (P), anfíbol y biotita.	
Rocas hipoabisales	Grupo felsitas: andesita, riolita.	La composición mineral de este grupo es equivalente a la diorita y granito, respectivamente.	Las rocas de este grupo son de grano fino, duras y producen buenos agregados, excepto las felsitas cuando contienen vidrio, por lo que pueden reaccionar.
	Basalto	El basalto es intrusiva poco profunda o extrusiva, con anfíbol, feldespato (P)	Los basaltos pueden ser reactivos y contener arcillas del grupo de la montmorillonita que provoca la destrucción del mismo.
Rocas extrusivas	Perlita	Vidrio de alto contenido de sílice.	La perlita es utilizada en hormigones aislantes, después que su estructura se modificó por un tratamiento térmico. Las rocas restantes son débiles y se utilizan en hormigones aislantes o livianos.
	Pumicita	Vidrio poroso con vacíos elongados.	
	Escoria	Vidrio poroso con vacíos esféricos.	
	Toba	Vidrio poroso formado por consolidación de ceniza volcánica.	

(O) ortoclasa, (P) plagioclasas

**Tabla IV.2:** Características de agregados de rocas sedimentarias silíceas (adaptado de Mehta, 1993).

Tipo de roca	Nombre común	Principales minerales	Características de los agregados
Mecánicamente depositadas en estado físicamente consolidado o no consolidado	Canto Rodado (4,75–7,5 mm) Arena (0,075–4,75 mm) Arcilla (>2 μm) Esquistos (arcilla consolidada)	Todos los tipos de rocas y minerales pueden estar presentes en los cantos rodados y arenas.  Las arcillas están compuestas generalmente de un grupo de minerales arcillosos	Los cantos rodados y arenas son derivados de procesos geológicos de exposición al medio ambiente. Consisten en rocas duras y minerales que tienen forma redondeada y superficie lisa. Cuando no están contaminados con arcilla o limos pueden producir fuertes y durables agregados para el hormigón.
Mecánicamente depositados y consolidados usualmente con cementos químicos	Arenisca	Fragmentos de tamaño de arena, principalmente de cuarzo y feldespato. Usualmente cementados con ópalo, calcita, dolomita o arcilla.	Generalmente, las areniscas producen agregados de calidad satisfactoria. Su resistencia y durabilidad puede variar ampliamente y así afectar las propiedades de los agregados
Depositados y consolidados químicamente	Chert, flint	El chert consiste en cuarzo pobremente cristalino, calcedonia u ópalo.	El chert denso produce buenos agregados. Pueden reaccionar con los álcalis del cemento

**Tabla IV.3:** Características de agregados de rocas sedimentarias carbonáticas (adaptado de Mehta, 1993).

Tipo de roca	Nombre común	Principales minerales	Características de los agregados
Rocas carbonáticas	Caliza	Predominantemente calcita.	<p>Son más livianas que las rocas sedimentarias silíceas. Sin embargo, producen agregados de calidad satisfactoria. Como las areniscas, la porosidad, la absorción, la resistencia y la durabilidad de estas rocas pueden variar ampliamente, y así afectar las propiedades de los agregados.</p> <p>Las rocas estratificadas producen fragmentos planos.</p> <p>Las impurezas presentes (arcillas expansivas u ópalo) afectan la calidad de ciertas calizas para su uso como agregado.</p> <p>Algunas dolomitas pueden reaccionar con los álcalis del cemento.</p>
	Dolomías	Predominantemente dolomita.	
	Caliza dolomítica	50–90 % de calcita, el resto dolomita.	
	Dolomía calcítica	50–90 % dolomita, el resto calcita.	

## ANEXO DEL CAPITULO 5

### V.1.- Aspectos Geológicos de los Materiales Empleados en esta Tesis

A continuación se indican algunas características, desde el punto de vista geológico y de su ubicación en nuestro país, de las distintas rocas utilizadas como agregados en el desarrollo experimental de la tesis, ya que se considera que resulta válida la extrapolación a otros tipos mineralógicos de agregados que presenten características similares.

a) *Granitoides de las Sierras Septentrionales (Teruggi, 1979)*: Bajo el nombre genérico de granito se explotan y comercializan rocas ígneas y metamórficas del basamento cristalino. En las Sierras Septentrionales o de Tandilia, no sucede como en las Sierras Pampeanas, donde se reconocen batolitos y otros cuerpos intrusivos graníticos, franjas grandes de migmatitas heterogéneas, y luego zonas con ectinitas o metamórficas. En esta región, por el contrario, el material granítico y el metamórfico están íntimamente mezclados, y en muchísimos casos, carecen de límites definidos. Estos granitoides poseen dos características notables: en primer lugar, muestran siempre el efecto de acciones cataclásticas, que localmente pueden conducir a la formación de milonitas, y por otra parte, está presente una esquistosidad, a veces borrosa, dada por los mafitos presentes en estas rocas, biotita y hornablenda. Estas dos características provocan cambios en el grano por molienda y en la fábrica (de esquistosa a maciza), respectivamente.

En Sierra Chica se explota un granito calcoalcalino, de grano mediano a grueso, a veces casi pegmatítico, de color gris rosado hasta rojo. En el sector de extracción es roja y gris oscuro. La calidad de este granito permite, en algunos casos, obtener grandes bloques destinados a revestimientos, solados, etc.

b) *Calizas de las Sierras Septentrionales (Angelelli, 1973)*: La explotación de las calizas ocupa uno de los primeros puestos en la producción minera de la Provincia de Buenos Aires, fundamentalmente, para ser empleada como materia prima en la fabricación de cal y cemento portland. También, puede ser utilizada como agregado grueso en el hormigón. Los centros productores se encuentran emplazados en las áreas de Olavarría y Barker. La más importante por su actividad, es la primera, localizándose las canteras de caliza en Sierras Bayas, Las Tres Lomas y Loma Negra-Cerro Bayo.

La caliza se encuentra constituyendo un horizonte homogéneo, tiene por yacente un complejo de arcillas y por techo, sedimentos loessoides del cuaternario, que representan una sobrecarga con espesores de hasta 30 m. Se trata de rocas de granos finos, con textura afanítica con venas faneríticas, de color comúnmente gris oscuro azulado, que registra un contenido de materia orgánica que le otorga un olor fétido, cuando es golpeada.

También se presenta una variedad de caliza de color chocolate, en bancos intercalados con otros de color negro, que resulta ser menos pura que la anterior. Posee igual textura, con pigmentos hematíticos distribuidos en toda su masa, aunque más concentrados en la parte afanítica. Respecto a su origen, el mismo es el resultado de una sedimentación química; y su composición no tiene vinculación alguna con el espesor de sus bancos.

La caliza suele venir acompañada de venas y venillas de calcita blanca, que siguen determinados juegos de diaclasas como un relleno secundario. El contenido de sílice varía del 7 al 18 %, en el caso de calizas muy impuras; y resulta bajo el contenido de óxidos de magnesio y férrico, salvo en la variedad

chocolate. Siendo el contenido de azufre de bajo a mediano, y resulta ser muy bajo el porcentaje de anhídrido fosfórico. El porcentaje de carbonato de calcio en la caliza negra está comprendido en promedio entre 85 y 90 %.

c) *Cuarcitas de la Provincia de Buenos Aires (Angelelli, 1973)*: En las Sierras Septentrionales, estas sedimentitas se presentan en el área Balcarce-Mar del Plata, constituyendo una gruesa cubierta sobre el basamento cristalino, coronando sus elevaciones tabulares o formando suaves lomadas, originadas por efectos tectónicos o erosivos. Su ambiente de formación es litoral, en un mar de edad silúrica, con deposición de ondulaciones arenosas transportadas por corrientes costeras, depósitos de playas y de barros subacuáticos, en costas de poca pendiente. Conforman una formación psamítica-pelítica, cuyo espesor se incrementa hacia el litoral marítimo, alcanzando los 3 m. La estratificación externa es bien marcada. La cementación de las ortocuarcitas es debida a varios procesos, tales como consolidación por peso de los estratos superiores, circulación de aguas cargadas de sílice, o por procesos diagenéticos. Desde el punto de vista mineralógico son sedimentitas maduras. Estructuralmente están afectadas por fallas del macizo, diaclasamiento y fisuración.

Las cuarcitas están constituidas por cuarzo, en un porcentaje del orden del 97-99%, formando granos subredondeados, subangulosos e incluso angulosos, ligados por cemento silíceo. Aparecen en menor proporción clastos verde oscuro a negro de turmalina y muscovita. Poseen una textura de grano fino, mediana hasta conglomerádica, con clastos de 3-5 mm. Generalmente, se observan granos comprendidos entre 0,5 y 0,8 mm. El cemento puede en algunas zonas estar compuesto por material arcilloso. El color de las cuarcitas va desde el blanco sucio al gris claro. Pueden estar coloreadas de amarillo, castaño oscuro hasta rojizo por hidrólisis del hierro que contienen.

La mayor parte de la producción de cuarcitas se ubica en Chapadmalal, en un área de 2 por 6 km<sup>2</sup>. Estos materiales han sido empleados desde hace mucho tiempo en diversos tipos de obras. Los resultados del ensayo de inmersión en sulfato de sodio, para muestras extraídas de cuatro canteras, están comprendidos entre 0,4 y 2,9 % de pérdida, valores menores del 10 % exigido por la norma (Norma IRAM 1525). Los valores de resistencia a compresión superan los 80 MPa y los resultados del ensayo de Los Ángeles en todo los casos superan el 25 % (Añón Suárez, 1971).

Otros autores destacan el alto valor de absorción de estos agregados, 2% en 2 horas; y además, que en base a la petrografía y a ensayos de barras de morteros, estas rocas pueden considerarse no reactivas. Los mismos autores, por la gran absorción que presentan estos agregados cuarcíticos, recomiendan su empleo en estado saturado, en la elaboración de hormigones (Cortelezzi, 1988).

Experiencias con este tipo de materiales han demostrado la posibilidad de elaborar hormigones con agregado grueso cuarcítico, con resistencias a compresión de 79 y 99 MPa, a 28 y 365 días, respectivamente. El contenido unitario de cemento de la mezcla fue de 455 kg/m<sup>3</sup>, y la relación *a/c*, 0,32. La cuarcita utilizada provenía de Batán, con una resistencia a compresión de 86 MPa y un módulo de elasticidad de 71 GPa (Giaccio, 1994-a).

Por otra parte, en la zona de Sierras Bayas, las cuarcitas se encuentran formando dos miembros: las cuarcitas inferiores y las cuarcitas superiores, separadas por un horizonte de dolomita, con espesores de 15 y 25 metros, respectivamente. Ambos miembros están también presentes en la región de Barker. Además, en la constitución de las Sierras Australes o Sierra de la Ventana se distinguen varias formaciones portadoras de areniscas cuarcíticas. Las mismas son generalmente claras, rosadas a grises, en bancos delgados, siendo aptas como piedra partida para construcciones en general.

d) *Dolomitas de las Sierras Septentrionales*: Se presentan en el braquisinclinal de Sierras Bayas, en el sinclinal de Las Tres Lomas y en el anticlinal de Cerro Bayo, donde en todos los casos el horizonte dolomítico aflora. Constituye el miembro más potente de la serie sedimentaria allí presente, con un espesor de 35-40 m. Sus afloramientos no son continuos, ya que en la parte baja se encuentran ocultos por acarros de falda. La dolomita se encuentra como una roca dura y compacta, de fractura irregular, de color gris sucio a pardo oscuro, sin estratificación visible. La acción de las aguas de lluvia ha disuelto el carbonato en forma irregular, otorgándole rugosidad a la superficie a modo de *piel de elefante*. En la zona de Barker, en el cerro de la Cruz, la dolomita aflora con un espesor de 10 m.

Se trata de dolomita con una textura de grano muy fino, donde se destacan cristallitos romboédricos de dolomita. Además, según González Bonorino, se aprecia un tenor menor del 10 % de calcita, en cristales anedrales. Estos cristales tienen dimensiones de varios centímetros. Se ha determinado que en las partes superiores e inferiores del manto dolomítico existe un contenido de sílice del orden del 9-12 %, en cambio en el centro del manto ese valor decae a 1,7-2,3 %. En el horizonte dolomítico de Cerro Largo, la presencia de bioherma (antiguos arrecifes orgánicos marinos) revela la poca profundidad del mar en que se depositó el carbonato de calcio, que luego dio lugar a la dolomita, por reemplazo metasomático (Teruggi, 1979).

Estudios de la reacción álcali-carbonato, basados en los ensayos de cilindros de roca sumergidos en Na(OH) (ASTM C 586), en barras de mortero (ASTM C 227) y en prismas de hormigón (CSA-A23.2-14A-M77) con dolomita de la zona de Olavarría, no han demostrado reactividad (Batic, 1991).

Finalmente, con el fin de establecer una comparación en el comportamiento de algunas propiedades, especialmente en la resistencia y adherencia, de rocas de mineralogía similar a las empleadas en esta tesis, en la Tabla V.1 se indica una síntesis de las experiencias desarrolladas por el Dr. Zerbino, en su trabajo de tesis doctoral, referidas a agregados gruesos (Zerbino, 1998).

**Tabla V.1:** Análisis comparativo de la adherencia y otras propiedades de los agregados (Zerbino, 1998).

Tipo de roca	Rigidez	Resistencia		Forma	Textura superficial	Absorción	Adherencia
		Compresión	Tracción				
Granítica	Media	Media	Media	Angular y algo lajosa	Rugosa	Baja	Media
Calcárea	Alta	Baja	Media	Angular	Rugosa	Baja	Alta
Cuarcítica	Media	Media	Baja	Angular y regular	Rugosa	Alta	Muy alta
Canto rodado silíceo	Muy alta	Alta	Alta	Redondeadas y esférica	Lisa	Muy baja	Muy baja

## ANEXO DEL CAPITULO 7

### VII.1. Diseño de Mezclas de Hormigón

#### VII.1.1.- Diseño de Mezclas de Hormigón con Arenas Trituradas Graníticas

En el diseño de las mezclas de hormigón se busca obtener la proporción de materiales que permitan cumplir con requisitos de consistencia, evitando la segregación y la exudación, y en el estado endurecido, requisitos de resistencia y durabilidad. En cualquier método de dosificación, la resistencia media a compresión es uno de los parámetros críticos. En general, los métodos de dosificación disponibles asumen que la resistencia a compresión es gobernada por la relación  $a/c$ , y que para un determinado tipo de agregados, la trabajabilidad lo es por el contenido de agua.

En base a la generalización de la Ley de Abrams indicada anteriormente (Popovics, 1990-a; Neville, 1998; Teychenné, 1988), donde se asume que la relación  $a/c$  es una función inversa de la resistencia, es decir que con la relación  $c/a$  y la resistencia de referencia, se obtiene una relación lineal.

De la Ecuación VII.1, para una relación  $a/c = 0,50$ , el valor de resistencia a compresión  $f'_{c0,50}$  resulta ser 37 MPa, y los valores experimentales (ver Tabla 5.10) que se indican en la Figura VII.1 tienden a una línea cuya ecuación es la número VII.1, basada en la Ecuación 7.7. Este gráfico puede ser empleado para dosificar mezclas de hormigón elaborado con arena triturada granítica, utilizando el criterio del método BS, basado en la relación  $f'_c/f'_{c0,50}$ .

$$\frac{f'_c}{f'_{c0,50}} = -0.248 + 0.6426 \cdot \{1/(a/c)\} \quad (R^2=0,95) \quad (\text{VII.1})$$

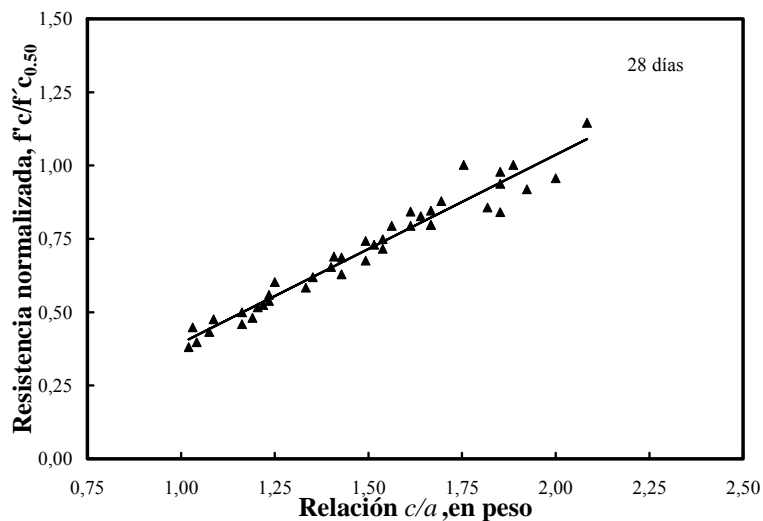


Figura VII.1: Resistencia normalizada vs. relación  $c/a$  ( $R^2=0,95$ ).

De un modo similar al empleado por el método de dosificación BS, en el caso de utilizar cementos de diferentes tipos se puede usar el gráfico de la Figura VII.2. Este gráfico obtenido a partir de la Ecuación 7.7, se puede emplear para obtener la relación  $a/c$  para el diseño de mezclas de distintas resistencias medias con ese cemento, con solo obtener la resistencia de una mezcla de hormigón con



relación  $a/c = 0,50$ . Por ejemplo, en el caso de usar un tipo de cemento determinado, que permita lograr un hormigón con  $f'_{c0,50}$  de 42 MPa, y se quiere dosificar otra mezcla de hormigón de 35 MPa, se ingresa al gráfico con relación  $c/a$  igual a 2, se interpola entre las rectas de  $f'_{c0,50}$  de 40 y 45 MPa. Luego se desciende por esa línea hasta el valor de 35 MPa. De este modo, se obtiene la relación  $a/c = 0,61$ , que satisface el requisito de resistencia.

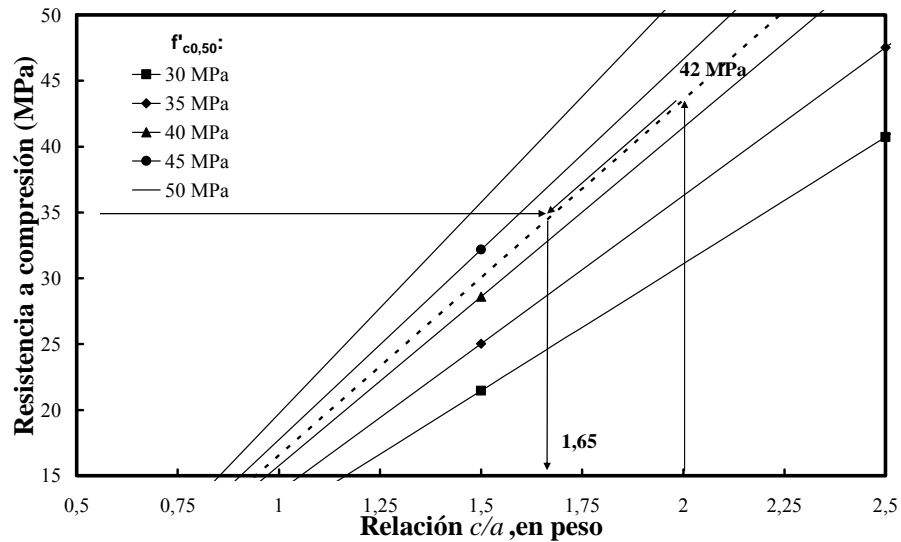
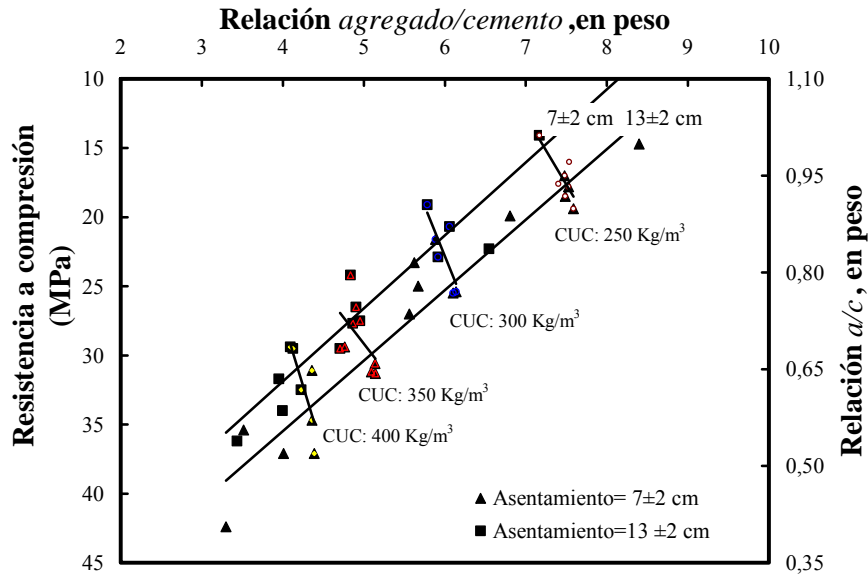


Figura VII.2: Resistencia a compresión para diferentes  $f'_{c0,50}$ .

Otro modo de brindar información para el diseño de mezclas elaboradas con arena triturada granítica, es el empleo de una carta de diseño de mezclas similar a las realizadas por Murdock, basado en su método del índice de superficie (Murdock, 1979). Los datos de la Figura 7.1 se analizaron con un criterio similar al indicado por la citada bibliografía, y como resultado se obtuvo una tendencia similar, aunque de una manera más simplificada, y con un alcance más limitado dado que se trabajó con un solo tamaño máximo de agregado grueso y un único tipo de cemento portland. En el trabajo original, la consistencia del hormigón se mide con el factor de compactación, aplica el criterio del índice de superficie para la determinación de la relación entre agregados fino y grueso, y además, tiene la posibilidad de utilizar agregados de diferentes densidades.

En la Figura VII.3 se muestran dos familias de rectas, un grupo en función del rango de consistencia, y otro grupo, de acuerdo con el contenido unitario de cemento. Dado que los rangos de consistencia son de  $\pm 2$  cm, la correlación de valores es muy buena, y además, se debe indicar que la escala de resistencias no es lineal (40 MPa- $a/c=0,50$ ; 25 MPa-  $a/c=0,70$ ; 17 MPa-  $a/c=0,90$ ), al igual que en el trabajo de Murdock. Además, este nomograma resulta de interés por las variables que combina, relacionadas con la resistencia del hormigón realizado con arena triturada.



**Figura VII.3:** Nomograma para dosificar hormigones elaborados con arena triturada granítica. ( $R^2=0,89-0,92$ ).

El procedimiento para emplear este tipo de nomograma es establecer de acuerdo a las especificaciones de la estructura y al control de calidad establecido, la resistencia media a 28 días y el asentamiento compatible con el tipo de estructura y los medios de compactación disponibles. Ingresando por la parte izquierda, con el valor de resistencia en el eje vertical derecho se obtiene la relación  $a/c$ , y de la intersección con la recta de consistencia se obtiene la relación *agregado/cemento* y en ese punto se interpola el contenido de cemento establecido en la otra serie de rectas. Luego, estos valores se completan con el cálculo del contenido de agua. La relación  $a/c$  debe cumplir además, con los requisitos de durabilidad especificados para cada caso particular.

Finalmente, se debe tener en cuenta que los materiales pueden variar en muchos aspectos, y entonces, para obtener una mezcla satisfactoria se deben verificar las proporciones calculadas, haciendo un pastón de prueba, y de ser necesario, realizar los ajustes apropiados hasta alcanzar la mezcla satisfactoria (Neville, 1998). Además, se deberá satisfacer los requisitos de durabilidad establecido en las especificaciones técnicas de la obra y/o en el correspondiente reglamento sobre estructuras de hormigón armado.

### VII.1.2.- Dosificaciones en Volumen de Hormigones con Arena Triturada

Las dosificaciones empleadas en la Figura 7.1 se expresaron en volumen, tomando como referencia el peso de material correspondiente a un balde de albañil con una capacidad de 8 litros. Los valores indicados en la Tabla VII.1 corresponden a 64 determinaciones, efectuadas por dos operadores (32 por  $c/u$ ), llenando el balde sin un enrase perfecto. Los valores medios para cada uno de los materiales obtenidos por cada operador, fueron prácticamente coincidentes. De este modo, se calcularon las pesadas medias, y además, las pesadas máximas y mínimas, de manera de asegurar que solo el 5 % de los valores quedara fuera de estos extremos.

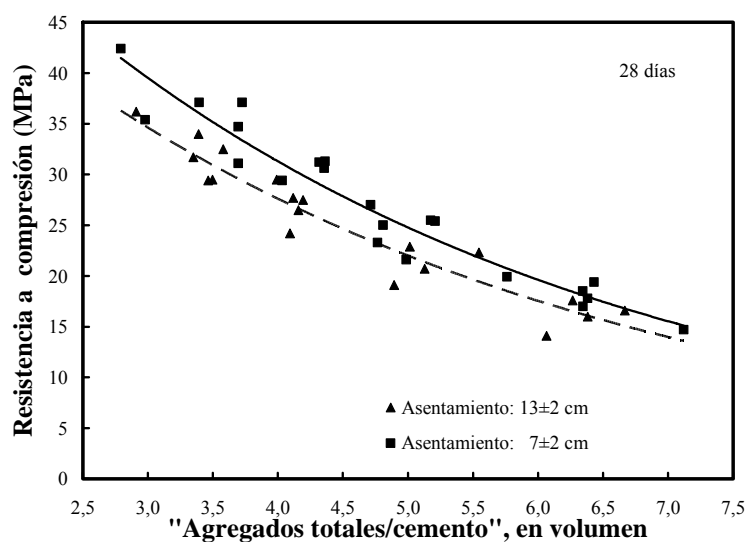
Para el agregado fino, el valor del máximo esponjamiento obtenido empleando el balde de albañil, coincide con el valor determinado por el ensayo normalizado IRAM 1548, y este fenómeno hace

que la diferencia de material por balde, entre los valores máximo (arena seca) y mínimo (arena con el 4 % de humedad), respecto al valor medio, sea del  $\pm 22$  %. Este valor resulta mayor que la variación que tiene la medición del agregado grueso,  $\pm 13,8$  %, debido a que no es afectada por el fenómeno de esponjamiento.

**Tabla VII.1:** Cantidad de material por balde de albañil, estudio basado en 64 determinaciones.

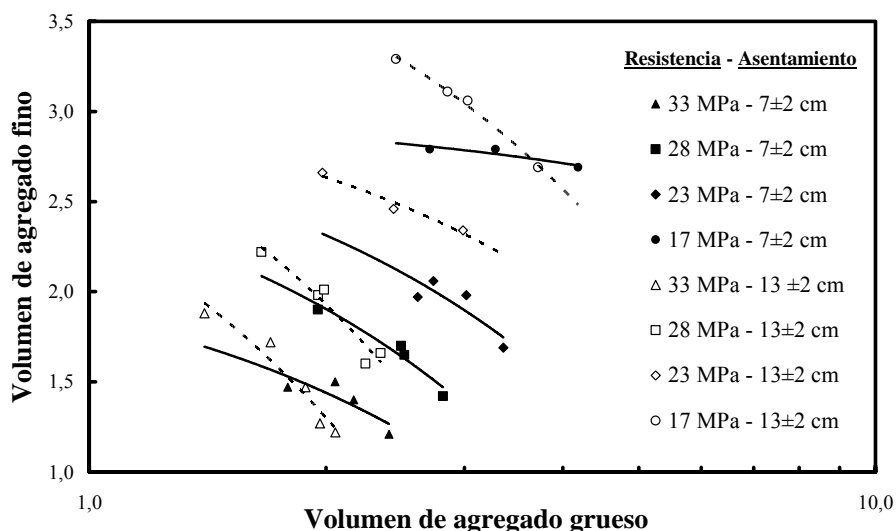
Pesada	Cemento portland (CP-I)	Arena triturada granítica (TG-I) con diferentes contenidos de humedad					Piedra partida 6-20 mm (PG-I)
		0 %	2 %	4 %	6 %	8 %	
Máxima, (kg)	9,89	12,61	12,11	11,50	11,98	12,25	11,21
Media, (kg)	8,43	11,01	10,41	9,78	10,17	10,73	9,85
Mínima, (kg)	6,96	9,41	8,71	8,06	8,37	9,22	8,49
Coef. Variación (%)	0,5	8,8	9,9	10,7	10,7	8,6	8,3
Variación entre pesadas extremas	$\pm 17,4$ %	$\pm 22,0$ %					$\pm 13,8$ %

En el Figura VII.4 se indica la relación encontrada entre la resistencia a compresión y el cociente *agregados totales/cemento*. Esta información es de interés para el caso de obras de pequeña envergadura donde se dosifica en volumen, y también, para cuantificar la influencia de la riqueza de la mezcla sobre la resistencia. Los valores se agruparon en dos series, de acuerdo a dos rangos de consistencias,  $7 \pm 2$  cm y  $13 \pm 2$  cm, que se corresponden a *consistencia plástica* y *muy plástica* definidas por el CIRSOC 201-05. Entre las dos series se determinó la existencia de una diferencia de 5 MPa para bajas relaciones *agregados totales/cemento*, a favor de las mezclas menos fluidas. Esta diferencia decrece, conforme las mezclas se van empobreciendo en cemento. La diferenciación del comportamiento de estas dos series se basa que para una determinada relación *agregados totales/cemento*, el cambio de consistencia se obtuvo con el incremento del contenido de agua, es decir, con una mayor relación *a/c*.



**Figura VII.4:** Resistencia a compresión de hormigones con arenas trituradas graníticas vs. la relación *agregado/cemento* ( $R^2=0,90-0,94$ ).

Por otra parte, en la Figura VII.5 se presenta un gráfico semilogarítmico que permite estimar la resistencia a compresión en base a los resultados obtenidos en esta investigación. El nomograma se basa en mezclas para un volumen de cemento dado, el gráfico posee una amplia gama de volúmenes de agregado fino y agregado grueso, y está diseñado para dos rangos de consistencias,  $7\pm 2$  y  $13\pm 2$  cm. En los cálculos para llevar a volumen las dosificaciones en peso, se emplearon los valores medios indicados en la Tabla VII.4. Las pendientes de las rectas, para un determinado nivel resistente son, en general, afectadas por la consistencia.



**Figura VII.5:** Nomograma para la dosificación por volumen, en base a un volumen de cemento, para dos rangos de consistencias ( $R^2=0,71-0,99$ ).

Considerando las variaciones extremas en las pesadas, originadas por la falta de un enrase perfecto en la medición de todos los materiales granulares, el cambio de consistencia de  $7\pm 2$  a  $13\pm 2$  cm, y la humedad superficial de la arenas, se obtuvo que la precisión para lograr una determinada resistencia puede llegar hasta un  $\pm 43$  % (Cabrera, 1991-a). Otras experiencias realizadas con arenas natural y triturada determinaron el mismo orden de variabilidad en la resistencia, al emplear dosificaciones por volumen (Cabrera, 1992). Si bien las dosificaciones por volumen se encuentran restringidas en los reglamentos, estas experiencias cuantifican una incertidumbre en lograr una determinada resistencia, y muestran el comportamiento de hormigones con diferentes riquezas, en cuanto al contenido de cemento, para relaciones variables entre agregado grueso y agregado fino.

## ANEXO DEL CAPITULO 8

### VIII.1. Difractogramas de los Productos de Corrosión Depositados sobre la Superficie de las Vigas

A: akagenita; C: calcita; M: magnetita; G: geotita; L: lepidocrocita; Q: cuarzo; F: feldespatos

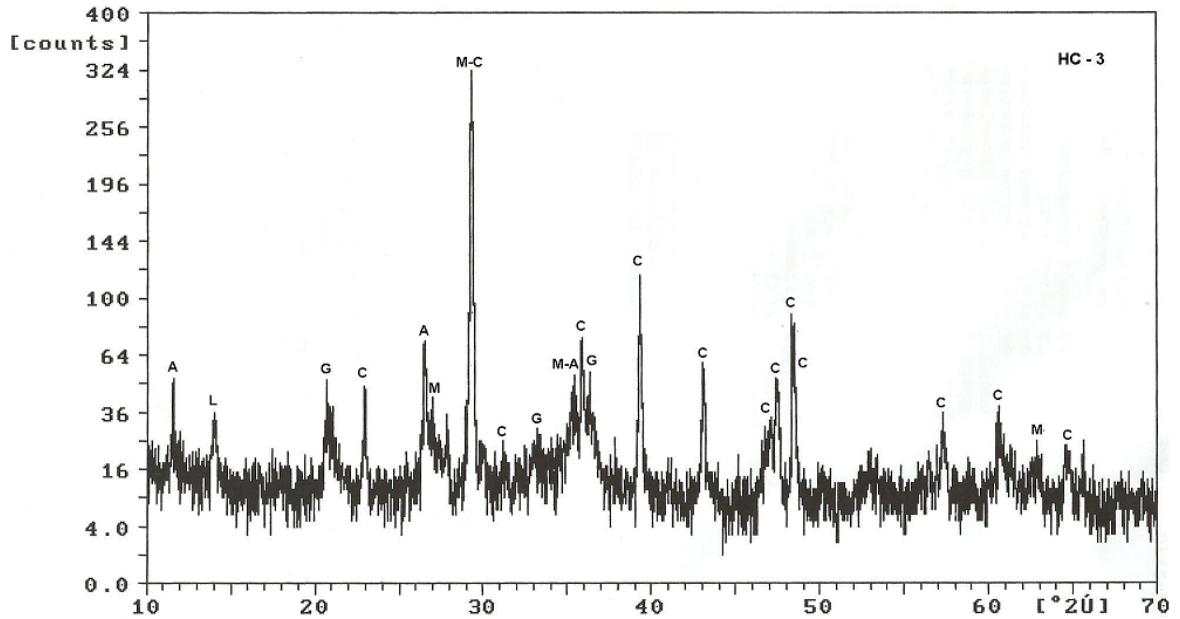


Figura VIII.1: Difractograma de los productos de corrosión de la viga con hormigón HC (Serie3).

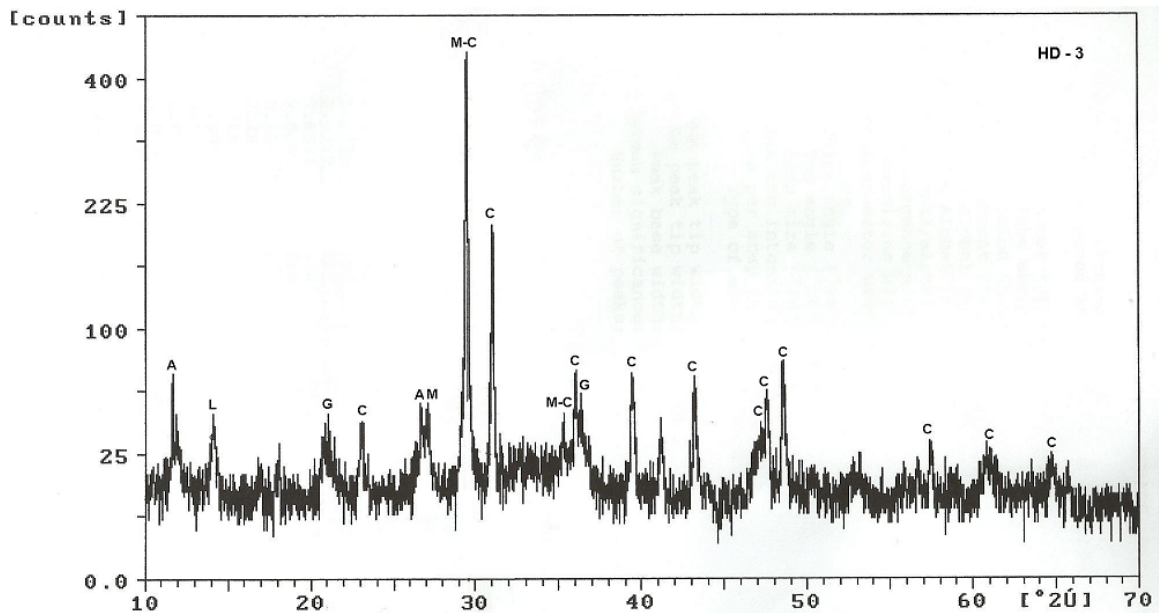


Figura VIII.2: Difractograma de los productos de corrosión de la viga con hormigón HD (Serie3).

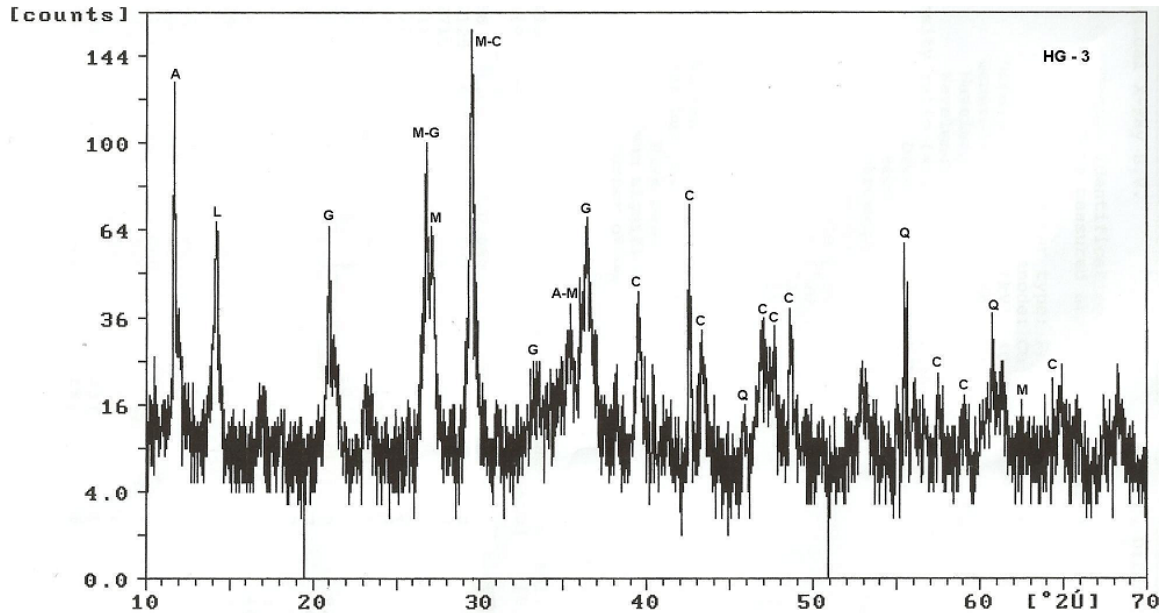


Figura VIII.3: Difractograma de los productos de corrosión de la viga con hormigón *HG* (Serie3).

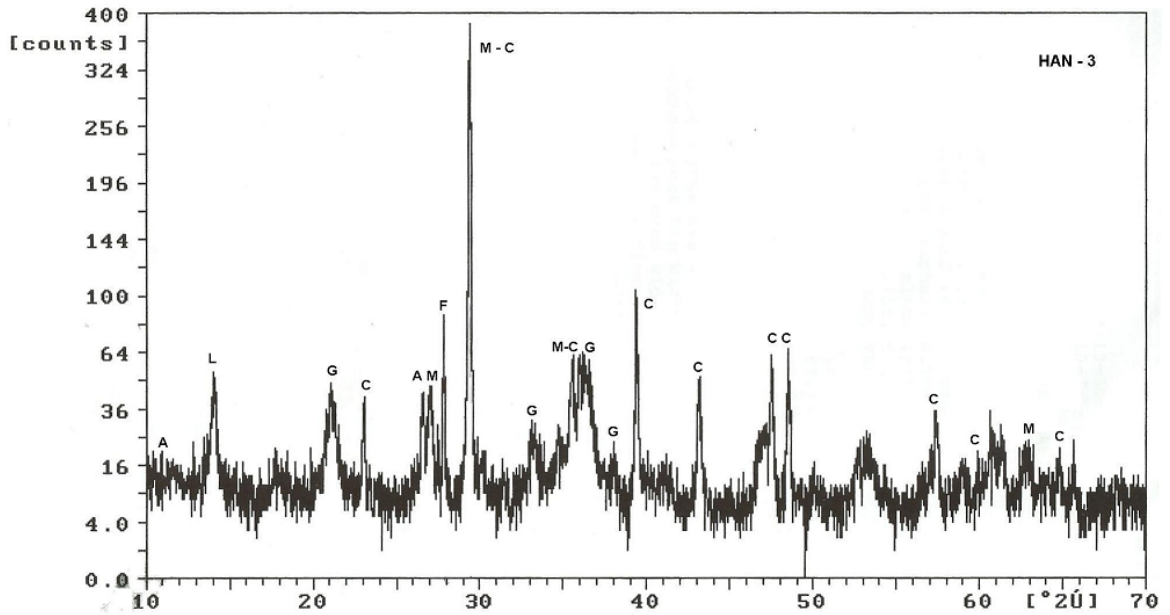
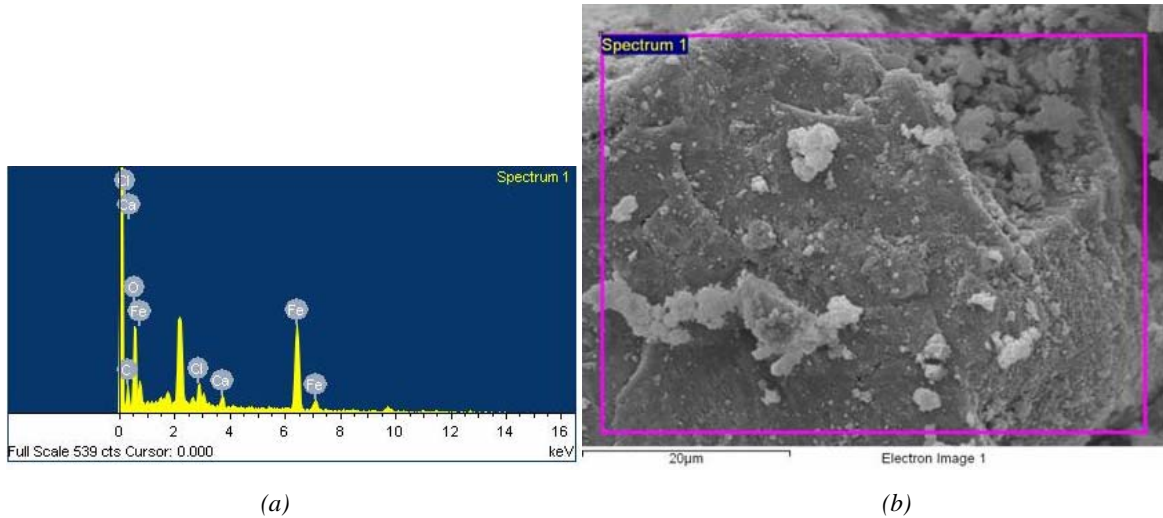


Figura VIII.4: Difractograma de los productos de corrosión de la viga con hormigón *HAN* (Serie3).

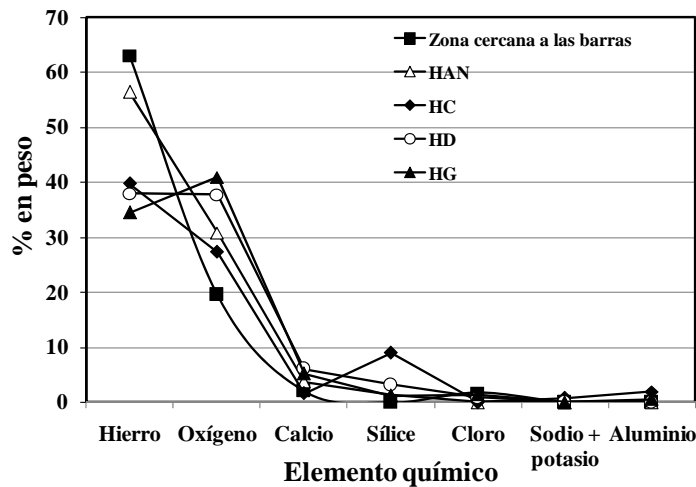
### VIII.2. Análisis EDAX de los productos de corrosión

Las muestras de los productos de corrosión analizados en el punto anterior por DRX, posteriormente fueron analizados por microscopía electrónica de barrido (*SEM/EDAX*). En la Figura VIII.5.a se muestra los porcentajes de los elementos químicos correspondientes al promedio que el equipo realiza sobre la región indicada en la Figura VIII.5.b, de  $40 \times 50 \mu\text{m}^2$ . De manera comparativa se muestra en la Figura VIII.6 la composición de los productos de corrosión obtenidos en la zona cercana a las barras y sobre el material depositado en la superficie del hormigón (en la zona de las fisuras). En el

primer caso el contenido de hierro es mayor, y en los valores de las vigas, aparecen elementos químicos correspondientes a la pasta de cemento, a los agregados y a los restos de la solución de cloruros con que se aceleró el ensayo de corrosión. Los análisis en las 4 vigas resultaron similares.



**Figura VIII.5:** Elementos químicos de los productos de corrosión cercanos a la barra, vista de la pantalla del SEM (a), y zona analizada por la sonda EDAX (Serie 3).



**Figura VIII.6:** Elementos químicos de los productos de corrosión de las diferentes vigas y de la zona cercana a las armaduras.

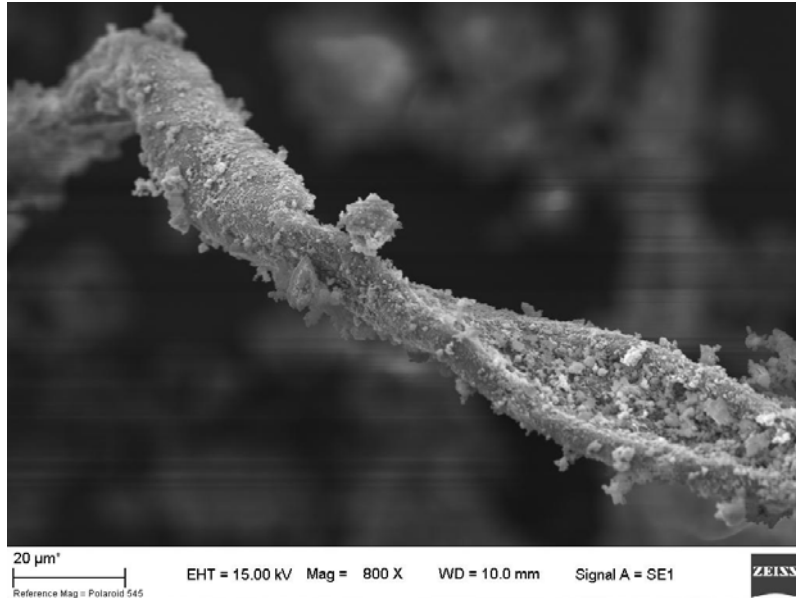
**Tabla VIII.1:** Relación “ $Fe:O$ ”.

Relación “ $Fe:O$ ”	Zona cercana a las barras	HAN	HC	HD	HG
Relación “ $Fe/(Fe+O)$ ”, en %	76	65	59	50	46
Relación “ $O/(Fe+O)$ ”, en %	24	35	41	50	54

Los picos de los productos de corrosión más abundantes detectados por DRX (ver puntos 8.3.5.1.d y VIII.1) correspondieron a la magnetita ( $Fe_3O_4$ ) y la goetita ( $\alpha-FeOOH$ ), las cuales tienen una relación “ $Fe:O$ ” de

“Caracterización de la durabilidad de hormigones con arenas de trituración”

“72,4:27,6” y “62,9:27” (Castaño, 1998). En la Tabla VIII.1 se muestra que el material cercano a las barras, casi sin contaminación con pasta de cemento, presenta una relación “*Fe:O*” próxima a las relaciones que poseen la magnetita y la geotita. En cambio, los productos de corrosión que se extrajeron en la zona de fisuras sobre las paredes de las vigas, donde aparecen elementos químicos de la pasta, de los agregados y de la carbonatación superficial, el oxígeno está en una proporción mayor. Esto se debe a que dicho elemento químico se encuentra combinado en otros compuestos, a parte de los productos de corrosión.



**Figura VIII.7:** Muestra de productos de corrosión.