





# Estudio de la vida útil de estructuras de hormigón pretensado frente a corrosión por cloruros

presentada por Mariela Cordero

dirigida por:

Ángel C. Aparicio Bengoechea  
Enric Vázquez Ramonich

Barcelona, Octubre 2005

Universitat Politècnica de Catalunya  
Department d'Enginyeria de la Construcció



A Mis Padres.



# Agradecimientos

Cuando se llega al término de una etapa como ésta y se mira hacia atrás, se recuerda cada momento transcurrido durante su realización, y no se puede dejar de mencionar a toda la gente que colaboró, tanto técnica como humanamente en su concreción.

En primer lugar quiero agradecer a mis directores de tesis: a Angel C. Aparicio por su constante orientación, valiosos comentarios, sugerencias en cada etapa de esta tesis y fundamentalmente su calidad humana y amistad que han contribuido a sentir un apoyo permanente tanto en lo profesional como en lo personal. A Enric Vázquez por su apoyo y colaboración en el desarrollo de este trabajo.

Agradezco a Miguel Angel Martín por su acertada colaboración y disposición durante toda la campaña experimental. Asimismo, a todo el personal del Laboratorio de Tecnología de Estructuras por su buena disposición en todo momento.

Debo también agradecer a Ravindra Gettu, y Gonzalo Ramos por sus aportes sobre el tema desarrollado, la modelización de los ensayos realizados, y por la amistad brindada.

A Joseph M<sup>a</sup> Torrents por su invaluable ayuda en el desarrollo de los ensayos eléctricos, y por su permanente disposición para resolver mis dudas sobre un área que no conocía demasiado.

No quiero dejar de mencionar a Tony Marí, quien me incentivó desde mi Argentina natal a embarcarme en esta experiencia y contribuyó para facilitar mi estancia en España.

A todos mis compañeros y amigos que han contribuido para que mi estancia en la UPC sea como una extensión de mi casa. Gracias por los buenos momentos compartidos y el apoyo en los no tan buenos, pero todos ellos inolvidables.

A la Universitat Politècnica de Catalunya por permitirme realizar estos estudios, al CONICET y a la Generalitat de Catalunya que lo hicieron económicamente posible. Agradezco a su vez la contribución de la empresa CTT-Stronghold, FOSROC, y TYCSA, que suministraron el material para esta investigación.

También, a la Universidad Nacional de Tucumán, en especial a todos los miembros del Instituto de Estructuras “Arturo Guzmán” que me brindaron el apoyo y aliento para llevar a cabo este sueño.

Parte de los trabajos de esta tesis fueron realizados dentro del marco de los proyectos de investigación de referencias: TRA99-810 del Ministerio de Fomento; MAT2002-00849 y J00806 ambos del Ministerio de Ciencia y Tecnología.

Quiero agradecer profundamente a mi familia en especial a mi abuela y para aquellos que siempre llevo en mi corazón por su permanente e incondicional apoyo en cada momento de mi vida.

He dejado para el final el infinito agradecimiento a mis padres, Osvaldo y Antonia, por su constante apoyo para que continuara con mi perfeccionamiento cuando la distancia y

las adversidades hacían que olvidara mis objetivos, y sobre todo por compartir este nuevo logro. MUCHISIMAS GRACIAS!!!!



# Resumen

La función primaria de la estructura es resistir las acciones a las que estará sometida. *La resistencia de la estructura debe entenderse en sentido amplio* y no restringirse solamente a la resistencia mecánica de las solicitaciones derivadas de las acciones actuantes. En particular, la resistencia a las acciones ambientales y la adecuada durabilidad durante el período de vida útil previsto en el proyecto de la estructura son aspectos esenciales.

Por estos motivos, en este trabajo de investigación se propone obtener un estudio detallado de cada material que compone el hormigón pretensado y, de esta forma, desarrollar una propuesta de modelo de vida útil que estima cada tiempo de ingreso de los iones cloruro en cada uno de estos materiales, siendo un modelo que se asemeje a lo que ocurre en la realidad.

Para ello se realizaron las siguientes campañas experimentales y desarrollos teóricos:

- Se ha diseñado un mecanismo bastante sencillo para obtener la tensión de las probetas de acero en un espacio reducido, totalmente original. Se han aprovechado los

bastidores de fluencia oleoneumáticos que se utilizan para ensayos de fluencia del hormigón, y se ha diseñado un marco que transforma la carga de compresión aplicada por los bastidores en una fuerza de tracción que ha servido para tesar los alambres con una carga constante.

- Se ha diseñado un dispositivo autónomo que garantizó ciclos controlados de ataque humedad-secado, que funciona mediante un temporizador programable. Todo este sistema de ataque ha estado dentro de una cámara climática donde se ha mantenido la humedad relativa al 50% y la temperatura en 20°C.
- Se han obtenido experimentalmente resultados respecto de la velocidad de ingreso de los iones cloruro en la masa de hormigón y del mortero de inyección.
- Se han obtenido los coeficientes de difusión y las concentraciones superficiales constantes de cloruros en el hormigón y en mortero de inyección.
- Se ha obtenido como resultado de los datos experimentales de los ensayos realizados en los aceros desbastados mecánicamente un coeficiente que nos indica la influencia del “efecto entalla” debido a una picadura y que puede ser aplicado en el cálculo del estado tensional de esos aceros desbastados.
- Se han obtenido coeficientes de degradación de la tensión última y de degradación de la masa residual de aceros atacados químicamente con una solución de cloruro de sodio. Ambos se han obtenido del análisis experimental realizado durante la amplia campaña llevada a cabo.
- Se ha obtenido experimentalmente la influencia del estado de tensión en aceros cuando éste se combina con un ataque corrosivo, con lo que ocurre en aceros de iguales características pero sin tesarlos con un mismo ataque químico.
- Se ha propuesto un modelo de vida útil para hormigón armado y/o pretensado que esté sometido a un ataque de corrosión por cloruros, que puede ser aplicado en el diseño de estructuras nuevas, y en la evaluación de estructuras en servicio.
- Este modelo se basa en el modelo de durabilidad presentado por Tuutti en 1982, y se mejora con el aporte de la degradación que se produce no sólo en el hormigón (Tuutti, 1982), sino que estudia las degradaciones de los otros materiales que componen el hormigón armado y pretensado (mortero de inyección, acero), todo esto obtenido con nuestros resultados experimentales.
- También, se ha contrastado el modelo aplicándolo en casos reales publicados por otros autores, encontrando una buena correlación para los resultados.

# Summary

The primary structure function is to resist the loads acting on it. The structure capacity should be understood in an extensive sense and not to be restricted only to the mechanical resistance. In particular, the resistance to the environmental actions and the adequate durability during the service life period estimated in the project of the structure are essential aspects.

In order to improve the durability of the prestressed concrete structures, this research focuses in the study of the chloride diffusion in the concrete, the grout and the prestressing steel. Then a service model is developed that can be used for the design of new structures or for the evaluation of existing ones. This model represents what occurs in the reality.

Extensive experimental campaigns and theoretical developments were carried out:

- A quite simple mechanism was designed to obtain the tension of the test attacked steel specimen in a reduced space, using concrete creep frames. A framework was

designed to transform the compression load applied by the frames in a tension to prestress the wires with a constant load.

- An automatic machine was designed to control the cycle's attacks (humid-dry), which work with a specific software. All this attack system was placed inside a climatic room where a 50% relative humidity and 20°C temperature was maintained.
- Results regarding the ions chloride diffusion in the concrete mass and in the grout were obtained experimentally.
- The diffusion coefficients were obtained and the chlorides superficial concentration in the concrete and in the grout was considered constant.
- A coefficient that evaluates the influence of the crack geometry carried out mechanically in the wires was calculated.
- Degradation coefficients for ultimate tensile and for the chemically attacked steel residual mass were obtained. The chemical attack was produced with a sodium chloride solution.
- The influence of the tension in the wires was obtained experimentally. Corroded wires without tension were compared with corroded wires prestressed in a frame.
- A service life model for reinforced/prestressed concrete with a corrosion attack by chloride was proposed. This model could be applied in new structures design, and in the evaluation structures in service, too.
- This model is based on the Tuutti durability model (1982), but it is more extensive because this work not only studies the contribution of the degradation of the concrete, it studies the degradations of other materials that compose the reinforced concrete and prestressed (grout, steel).
- Good correlation with experimental results was found.

# Índice General

## AGRADECIMIENTOS

## RESUMEN

## SUMMARY

ÍNDICE GENERAL.....	i
ÍNDICE DE FIGURAS.....	vii
ÍNDICE DE TABLAS.....	xv

## CAPÍTULO 1

### Introducción

1.1. Antecedentes.....	1
1.2. Objetivos.....	3

1.3. Organización del documento.....	5
--------------------------------------	---

## **CAPÍTULO 2**

### **Estado del Conocimiento**

2.1. Introducción.....	9
2.2. Proceso de corrosión.....	12
2.2.1. Descripción del ataque por cloruros.....	13
2.2.2. Mecanismo de corrosión de las armaduras.....	13
2.2.3. Capa pasivante.....	16
2.2.4. Acción del ión cloruro.....	16
2.2.5. Fijación del ión cloruro.....	18
2.2.6. Mecanismo de entrada del ión cloruro.....	19
2.2.6.1. Entrada por difusión.....	19
2.2.6.2. Otras formas de entrada.....	20
2.2.7. Factores que influyen en el proceso de corrosión.....	20
2.2.7.1. Espesor del recubrimiento.....	20
2.2.7.2. Permeabilidad del recubrimiento.....	21
2.2.7.3. Contenido de cemento.....	21
2.2.7.4. Condiciones ambientales.....	21
2.2.8. Clasificación de los tipos de corrosión localizada.....	22
2.2.8.1. Corrosión por picaduras.....	22
2.2.8.2. Fisuración inducida por corrosión bajo tensión.....	23
2.2.8.3. Fragilización por hidrógeno.....	23
2.3. Vida útil de las estructuras.....	24
2.3.1. Modelo de durabilidad de Tuutti.....	24
2.4. Tratamiento normativo.....	26
2.5. Revisión bibliográfica.....	28
2.6. Conclusiones.....	31

## **CAPÍTULO 3**

### **Programa Experimental: Hormigones y Morteros de Inyección**

3.1. Introducción.....	33
------------------------	----

3.2.	Durabilidad del hormigón.....	34
3.3.	Mecanismos de transporte.....	34
3.4.	Penetración de cloruros en el hormigón.....	36
3.5.	Descripción del montaje de los ensayos.....	37
3.5.1.	Probetas de hormigón.....	37
3.5.2.	Probetas de mortero.....	38
3.5.3.	Preparación de las probetas.....	41
3.5.4.	Solución de cloruro de sodio.....	42
3.5.5.	Dispositivo para el ataque químico.....	43
3.6.	Ensayos químicos.....	44
3.6.1.	Método colorimétrico.....	45
3.6.2.	Método potenciométrico.....	46
3.7.	Resultados.....	48
3.7.1.	Comparación de resultados con otros autores.....	54
3.8.	Conclusiones.....	58

## **CAPÍTULO 4**

### **Programa Experimental: Aceros de Pretensar: degradación mecánica**

4.1.	Introducción.....	61
4.2.	Descripción de ensayos.....	62
4.2.1.	Introducción.....	62
4.2.2.	Materiales.....	62
4.2.3.	Desbastes mecánicos de las probetas de acero.....	63
4.2.4.	Instrumentación.....	67
4.2.5.	Equipo de ensayo.....	68
4.2.6.	Ensayo de tracción.....	69
4.3.	Resultados.....	70
4.3.1.	Comportamiento mecánico para las distintas profundidades de las entallas realizadas (ancho constante).....	82
4.3.2.	Comportamiento mecánico para los distintos anchos de las entallas realizados (profundidad constante).....	86
4.3.3.	Comportamiento mecánico comparando anchos y profundidades de las entallas de todas las probetas.....	88

4.4.	Conclusiones.....	90
4.5.	Índice de degradación debido a los desbastes mecánicos.....	91

## **CAPÍTULO 5**

### **Programa Experimental: Aceros de Pretensar: degradación química**

5.1.	Introducción.....	95
5.2.	Características del acero de pretensar.....	96
5.3.	Descripción de ensayos.....	97
5.3.1.	Materiales.....	97
5.3.1.1.	Aceros sin pretensar.....	98
5.3.1.2.	Aceros pretensados.....	101
5.4.	Cronograma de ensayos.....	106
5.5.	Ensayos de tracción.....	106
5.6.	Resultados.....	107
5.6.1.	Resultados de los ensayos de tracción.....	107
5.6.2.	Curvas tensión-deformación.....	111
5.6.3.	Masa de las probetas de acero.....	112
5.7.	Comparación de resultados.....	118
5.8.	Conclusiones.....	122

## **CAPÍTULO 6**

### **Modelo de Durabilidad Propuesto**

6.1.	Introducción.....	125
6.2.	Vida útil y vida residual: definiciones.....	126
6.3.	Estado límite de servicio (ELS) y estado límite último (ELU).....	126
6.4.	Probabilidad de falla.....	127
6.5.	Métodos más comunes para el diseño por durabilidad.....	127
6.6.	Teoría de probabilidad de falla.....	128
6.7.	Métodos integrales de diseño (durabilidad + cargas).....	129
6.8.	Modelos de durabilidad propuestos en la literatura.....	132
6.9.	Propuesta de modelo de durabilidad.....	133

6.9.1. Tiempo de transporte de los iones cloruro en el hormigón y en el mortero de inyección.....	135
6.9.2. Tiempo de transporte de los iones cloruro en las vainas.....	138
6.9.3. Tiempo de transporte de los iones cloruro en los aceros de alta resistencia	138
6.10. Procedimiento general para el diseño por durabilidad.....	141
6.10.1. Especificación del estado límite de diseño.....	142
6.10.2. Análisis de los efectos del ambiente en donde se construirá la estructura	142
6.10.3. Identificación del mecanismo de degradación.....	143
6.10.4. Identificación de los requisitos mínimos según los códigos de diseño...	143
6.10.5. Determinación de los parámetros de durabilidad.....	144
6.11 Casos contrastados.....	145
6.12 Conclusiones.....	153

## CAPÍTULO 7

### Conclusiones

7.1. Consideraciones generales.....	157
7.2. Conclusiones generales.....	157
7.3. Conclusiones específicas.....	158
7.3.1. Hormigones y morteros de inyección.....	158
7.3.2. Aceros de pretensar: degradación mecánica.....	161
7.3.3. Aceros de pretensar: degradación química.....	161
7.4. Modelo de durabilidad propuesto en esta tesis.....	164
7.5. Futuras líneas de investigación.....	166

<b>BIBLIOGRAFÍA.....</b>	<b>169</b>
--------------------------	------------

## ANEJO A

### Curvas tensión-deformación de los ensayos de tracción de los aceros de pretensar

A.1. Resultados experimentales.....	A-2
Sin Ataque-Referencia.....	A-2

Ataque químico de 1 mes.....	A-3
Ataque químico de 2 meses.....	A-4
Ataque químico de 3 meses.....	A-5
Ataque químico de 4 meses.....	A-5
Ataque químico de 5 meses.....	A-6
Ataque químico de 6 meses.....	A-7
Ataque químico de 7 meses.....	A-7
Ataque químico de 8 meses.....	A-8
Ataque químico de 9 meses.....	A-8
Ataque químico de 10 meses.....	A-9
Ataque químico de 11 meses.....	A-9
Ataque químico de 12 meses.....	A-10
Ataque químico de 13 meses.....	A-10

## **ANEJO B**

### **Estudios sobre la medición de la resistencia eléctrica como NDT**

B.1. Introducción.....	B-2
B.2. Metodología empleada en Argentina.....	B-2
B.3. Metodología empleada en Barcelona.....	B-4
B.3.1. Conclusiones.....	B-6
B.3.2. Línea futura de investigación.....	B-7

## **ANEJO C**

### **Estimación del ingreso de cloruros en el hormigón**

C.1. Estimación del ingreso de cloruros en el hormigón.....	C-2
C.1.1. Solución de la función error.....	C-2
C.1.2. Solución de $\psi$ por Mejlbro.....	C-3
C.1.3. Solución de $\Lambda$ de Mejlbro.....	C-5
C.1.4. Cálculo de la vida útil en servicio.....	C-6

# Índice de Figuras

## **CAPÍTULO 1**

### **Introducción**

Figuras: no existen

## **CAPÍTULO 2**

### **Estado del Conocimiento**

Figura 2.1: Distintas causas que afectan la durabilidad del hormigón .....	11
Figura 2.2: Volumen relativo de los Productos de Corrosión (Kumar, 1986). .....	15
Figura 2.3: Consecuencias de la Corrosión de la Armadura en el Hormigón (Neville, 1995). .....	15
Figura 2.4: Porcentaje de Cl <sup>-</sup> sobre el Contenido de Cemento para el inicio de la Corrosión (CEB, 1996). .....	17

Figura 2.5: Esquema de la Reacción de Corrosión en presencia de Cloruros (Neville, 1995).....	17
Figura 2.6: Modelo de Vida Útil de Tutti.....	26

## CAPÍTULO 3

### **Programa Experimental: Hormigones y Morteros de Inyección**

Figura 3.1: Probetas cúbicas de hormigón .....	37
Figura 3.2: Ensayo para obtener el módulo de elasticidad.....	38
Figura 3.3: Probetas prismáticas de mortero de inyección.....	39
Figura 3.4: Amasado de la mezcla para las probetas de mortero .....	39
Figura 3.5: Ensayo de flexión.....	40
Figura 3.6: Probetas con 4 caras pintadas con resina epoxy .....	42
Figura 3.7: Dispositivo de ataque de las probetas .....	43
Figura 3.8: Método para partir en dos mitades las probetas de hormigón.....	44
Figura 3.9: Método para partir las probetas de mortero .....	45
Figura 3.10: Probetas con nitrato de plata (Colorimetría).....	45
Figura 3.11: Esquema de la toma de muestras .....	46
Figura 3.12: Extracción de muestras en las probetas .....	47
Figura 3.13: Disolución calentada hasta ebullición.....	47
Figura 3.14: Filtrado de las muestras .....	48
Figura: 3.15: Contenido de cloruros superficiales experimentales en el tiempo.....	51
Figura 3.16: Perfil de concentración de cloruros a distintas profundidades en el tiempo.....	52
Figura 3.17: Mapa de concentración de cloruros en el hormigón .....	53
Figura 3.18: Avance de los iones cloruro en el tiempo de exposición de ataque.....	53
Figura 3.19: Comparación de los comportamientos nuestros ensayos con un ejemplo .....	54
Figura: 3.20: Contenido de cloruros superficiales experimentales en el tiempo.....	56
Figura 3.21: Perfil de concentración de cloruros a distintas profundidades en el tiempo.....	57
Figura 3.22: Mapa de cloruros en el mortero de inyección.....	57

## CAPÍTULO 4

### Programa Experimental: Aceros de Pretensar: degradación mecánica

Figura 4.1: Probeta extraída del cordón de acero de pretensar.....	62
Figura 4.2: Esquema de la ubicación de la entalla en la probeta.....	64
Figura 4.3: Forma de desbaste en las probetas D1_1 y D1_2 .....	65
Figura 4.4: Forma de desbaste rectangular en las probetas .....	65
Figura 4.5: Probetas para ensayo de tracción .....	66
Figura 4.6: Transductor extensométrico.....	67
Figura 4.7: Calibración del transductor extensométrico “Epsilon” .....	67
Figura 4.8: Prensa utilizada para ensayo .....	68
Figura 4.9: Mordaza con garras intercambiables.....	68
Figura 4.10: Disposición de los “Epsilon” en la probeta.....	69
Figura 4.11: Montaje de ensayo de tracción.....	70
Figura 4.12: Esquema de instrumentación de la probeta del alambre de acero de pretensar .....	70
Figura 4.13: Comportamiento hasta rotura de las 4 probetas de referencia .....	71
Figura 4.14: Curvas carga-desp de los dos transductores extensométricos colocados en la probeta AD1_1A.....	72
Figura 4.15: Curvas carga-desp de los transductores extensométricos colocados en la probeta AD1_1B.....	72
Figura 4.16: Curva carga-desp obtenida del promedio de la elongación de las probetas AD1_1A y AD1_1B.....	73
Figura 4.17: Curva carga-desp obtenida del promedio de la elongación de las probetas AD1_1A y AD1_1B.....	73
Figura 4.18: Curvas carga-desp de los dos transductores extensométricos colocados en la probeta AD1_2A.....	74
Figura 4.19: Curvas carga-desp de los dos transductores extensométricos colocados en la probeta AD1_2B .....	74
Figura 4.20: Curva carga-desp obtenida del promedio de la elongación de las probetas AD1_2A y AD1_2B.....	75
Figura 4.21: Curva carga-desp obtenida del promedio de la elongación de las probetas AD1_2A y AD1_2B.....	75

Figura 4.22: Curvas carga-desp de los dos transductores extensométricos colocados en la probeta AD4_1A.....	76
Figura 4.23: Curvas carga-desp de los dos transductores extensométricos colocados en la probeta AD4_1B.....	76
Figura 4.24: Curva carga-desp obtenida del promedio de la elongación de las probetas AD4_1A y AD4_1B.....	77
Figura 4.25: Curva carga-desp obtenida del promedio de la elongación de las probetas AD4_1A y AD4_1B.....	77
Figura 4.26: Curvas carga-desp de los dos transductores extensométricos colocados en la probeta AD4_2A.....	78
Figura 4.27: Curvas carga-desp de los dos transductores extensométricos colocados en la probeta AD4_2B.....	78
Figura 4.28: Curva carga-desp obtenida del promedio de la elongación de las probetas AD4_2A y AD4_2B.....	79
Figura 4.29: Curva carga-desp obtenida del promedio de la elongación de las probetas AD4_2A y AD4_2B.....	79
Figura 4.30: Curvas carga-desp de los dos transductores extensométricos colocados en la probeta AD8_1A.....	80
Figura 4.31: Curvas carga-desp de los dos transductores extensométricos colocados en la probeta AD8_1B.....	80
Figura 4.32: Curva carga-desp obtenida del promedio de la elongación de las probetas AD8_1A y AD8_1B.....	81
Figura 4.33: Curva carga-desp obtenida del promedio de la elongación de las probetas AD8_1A y AD8_1B.....	81
Figura 4.34: Curvas carga-desp de los dos transductores extensométricos colocados en la probeta AD8_2A.....	82
Figura 4.35: Curvas carga-desp de los dos transductores extensométricos colocados en la probeta AD8_2B.....	82
Figura 4.36: Curva carga – desp del promedio de todas las probetas con un desbaste de 1mm de ancho y profundidades de 1mm y 2mm. Zona no mecanizada.....	83
Figura 4.37: Curva carga – desp del promedio de todas las probetas con un desbaste de 4mm de ancho y profundidades de 1mm y 2mm. Zona no mecanizada.....	83
Figura 4.38: Curva carga – desp del promedio de todas las probetas con un desbaste de 8mm de ancho y profundidades de 1mm y 2mm. Zona no mecanizada.....	84

Figura 4.39: Curva carga – desp del promedio de todas las probetas con un desbaste de 1mm de ancho y profundidades de 1mm y 2mm. Zona Mecanizada .....	84
Figura 4.40: Curva carga – desp del promedio de todas las probetas con un desbaste de 4mm de ancho y profundidades de 1mm y 2mm. Zona Mecanizada .....	85
Figura 4.41: Curva carga – desp del promedio de todas las probetas con un desbaste de 8mm de ancho y profundidades de 1mm y 2mm. Zona Mecanizada .....	85
Figura 4.42: Curva carga – desp de las probetas con anchos de entalla de: 1, 4 y 8mm y profundidad de 1mm. Zona no mecanizada .....	86
Figura 4.43: Curva carga – desp de las probetas con anchos de entalla de: 1, 4 y 8mm y profundidad de 1mm. Zona mecanizada .....	87
Figura 4.44: Curva carga – desp de las probetas con anchos de entalla de: 1, 4 y 8mm y profundidad de 2mm. Zona no mecanizada .....	87
Figura 4.45: Curva carga – desp de las probetas con anchos de entalla de: 1, 4 y 8mm y profundidad de 2mm. Zona mecanizada .....	88
Figura 4.46: Curva carga-desp de todas las probetas ensayadas. Zona no mecanizada .....	89
Figura 4.47: Curva carga-desp de todas las probetas ensayadas. Zona mecanizada	89
Figura 4.48: Reducción de la rigidez en función de la degradación de la sección de la probeta .....	93

## CAPÍTULO 5

### **Programa Experimental: Aceros de Pretensar: degradación química**

Figura 5.1: Probeta extraída del cordón de acero de pretensar.....	98
Figura 5.2: Caja plástica utilizada como cámara de ataque.....	99
Figura 5.3: Rosca pasamuros.....	99
Figura 5.4: Esquema de aceros sin pretensar sometidos al ataque con cloruro de sodio .....	100
Figura 5.5: Aceros sin pretensar sometidos al ataque con cloruro de sodio.....	100
Figura 5.6: Bastidores de fluencia para hormigón.....	101
Figura 5.7: Esquema del marco de acero diseñado para tesar los alambres.....	102
Figura 5.8: Marco de acero diseñado para tesar los alambres .....	102
Figura 5.9: Montaje del marco .....	103
Figura 5.10: Célula de carga 50kN.....	103

Figura 5.11: Sistema de adquisición de datos .....	104
Figura 5.12: Puesta en carga de los bastidores .....	104
Figura 5.13: Montaje del marco con los alambres en los bastidores.....	105
Figura 5.14: Índice de pérdida de resistencia en función del tiempo de ataque para probetas sin tesar .....	109
Figura 5.15: Índice de pérdida de resistencia en función del tiempo de ataque para probetas tesadas.....	110
Figura 5.16: Comparación entre aceros tesados y sin tesar.....	110
Figura 5.17: Curvas $\sigma$ - $\epsilon$ .....	112
Figura 5.18: Índice de la pérdida de masa de la probeta .....	116
Figura 5.19: Índice de la pérdida de masa de la zona atacada de la probeta .....	117
Figura 5.20: Comparación de los índices de masas residuales de la probeta y la zona atacada .....	117
Figura 5.21: Comparación de curvas de las probetas sin tesar.....	118
Figura 5.22: Comparación de curvas de las probetas tesadas.....	119
Figura 5.23: Comparación de curvas de las probetas tesadas y sin tesar .....	120
Figura 5.24: Comparación de curvas de la zona atacada de las probetas tesadas y sin tesar.....	120

## **CAPÍTULO 6**

### **Modelo de Durabilidad Propuesto**

Figura 6.1: Modelo de durabilidad propuesto en esta tesis .....	127
Figura 6.2: Incremento de la probabilidad de falla (RILEM Report 14, 1996).....	129
Figura 6.3: Representación esquemática de R(t), S(t) y Pf(t) (IMT, 2001).....	131
Figura 6.4: Modelo de Vida Útil de Tuutti.....	132
Figura 6.5: Modelo de durabilidad propuesto .....	134
Figura 6.6: Perfil de concentración de cloruros a distintas profundidades en el tiempo .....	137
Figura 6.7: Estimación del periodo de vida útil del acero de pretensar.....	139
Figura 6.8: Estimación de la masa residual del acero de pretensar .....	140
Figura 6.9: Comparación de los datos experimentales con nuestro modelo del coef. de degradación imr .....	148

Figura 6.10: Comparación de los datos experimentales con nuestro modelo del coef. de degradación irdt .....149

Figura 6.11: Comparación del modelo de Enright & Frangopol y nuestro modelo153

## **CAPÍTULO 7**

### **Conclusiones**

Figuras: no existen

### **ANEJO A**

#### **Curvas tensión-deformación de los ensayos de tracción de los aceros de pretensar**

Figuras: no existen

### **ANEJO B**

Figura B.1: Esquema de un medidor de diferencias de potencial .....B-3

Figura B-2: Curvas resultantes de los ensayos en Argentina .....B-4

Figura B-3: Curvas resultantes de los ensayos en Barcelona .....B-6

### **ANEJO C**

#### **Estimación del ingreso de cloruros en el hormigón**

Figuras: no existen



# Índice de Tablas

## CAPÍTULO 1

### Introducción

Figuras: no existen

## CAPÍTULO 2

### Estado del conocimiento

Tabla 2.1: Recubrimientos mínimos según la clase de exposición. ....28

Tabla 2.2: Relación a/c y contenido mínimo de memento según la clase de exposición.....28

Tabla 2.3. Resistencias mínimas compatibles con las exigencias de durabilidad según la clase de exposición.....28

Tabla 2.4: Revisión Bibliográfica.....29

## CAPÍTULO 3

### **Programa Experimental: Hormigones y Morteros de inyección**

Tabla 3.1: Dosificación del hormigón .....	37
Tabla 3.2: Características mecánicas del hormigón H35 .....	38
Tabla 3.3: Dosificación de probetas de mortero.....	39
Tabla 3.4: Características mecánicas del mortero de inyección para pretensado adherente.....	40
Tabla 3.5: Pérdida de peso de las probetas de mortero .....	41
Tabla 3.6: Pérdida de peso de las probetas de mortero .....	41
Tabla 3.7: Muestras de hormigón con cloruros libres a distintas profundidades .....	49
Tabla 3.7: Muestras de hormigón con cloruros libres a distintas profundidades (2).....	50
Tabla 3.8: Muestras de mortero de inyección con cloruros libres a distintas profundidades .....	55

## CAPÍTULO 4

### **Programa Experimental: Aceros de Pretensar: degradación mecánica**

Tabla 4.1: Dimensiones y propiedades de las probetas dados por el fabricante .....	63
Tabla 4.2: Requisitos adicionales para los alambres .....	63
Tabla 4.3: Características de los desbastes mecánicos realizados en las probetas ...	64
Tabla 4.4: Relaciones de medidas entre entallas y probeta .....	66
Tabla 4.5: tasa de tensión según Norma UNE-EN10002-1 .....	69
Tabla 4.6: Valores de $f_u$ y $f_{rd}$ de las probetas .....	90
Tabla 4.7: Determinación del efecto entalla.....	90
Tabla 4.8: Valores de la masa y del índice de degradación propuesto.....	92
Tabla 4.9: Valores de rigidez de la probeta y de la zona atacada.....	92

## CAPÍTULO 5

### **Programa Experimental: Aceros de Pretensar: degradación química**

Tabla 5.1: Características técnicas de las roscas pasamuros, utilizadas en estos ensayos .....	99
--	----

Tabla 5.2: Cronograma de actividades .....	106
Tabla 5.3: Resistencia a la tracción de las probetas (1).....	107
Tabla 5.3: Resistencia a la tracción de las probetas (2).....	108
Tabla 5.3: Resistencia a la tracción de las probetas (3).....	109
Tabla 5.4: Resultados de las masas de las probetas de hacer (1).....	114
Tabla 5.4: Resultados de las masas de las probetas de acero (2).....	115
Tabla 5.4: Resultados de las masas de las probetas de acero (3).....	116

## **CAPÍTULO 6**

### **Modelo de durabilidad propuesto**

Tabla 6.1: Valores de $\lambda_t$ , para el diseño por durabilidad.....	132
Tabla 6.2: Requisitos mínimos para un hormigón en ambiente con cloruros (IMT, 2001).....	143
Tabla 6.3: Comparación de resultados .....	147
Tabla 6.4: Comparación de los tiempos de inspección y los propuestos por nuestro modelo .....	150
Tabla 6.5: Comparación de los coeficientes de degradación.....	152

## **CAPÍTULO 7**

### **Conclusiones**

Figuras: no existen

## **ANEJO A**

### **Curvas tensión-deformación de los ensayos de tracción de los aceros de pretensar**

Figuras: no existen

## **ANEJO B**

Figuras: no existen

## **ANEJO C**

### **Estimación del ingreso de cloruros en el hormigón**

Figuras: no existen

# Capítulo 1

## INTRODUCCIÓN

### 1.1. ANTECEDENTES

El hormigón es uno de los materiales de construcción artificiales más antiguos que se conocen. Ya los romanos empleaban un hormigón a base de cal y puzolanas para realizar sus construcciones, muchos de cuyos restos han llegado hasta nuestros días permaneciendo durante más de dos mil años expuestas al ataque de los agentes ambientales.

De hecho el hormigón en sí es un material pétreo artificial que es muy estable a lo largo del tiempo y que puede considerarse tan durable como la piedra natural. Aunque existen numerosos agresivos que lo puedan afectar, existen numerosos ejemplos de estructuras que se mantienen inalteradas. Una de las principales causas de este comportamiento es la alta compatibilidad del hormigón con el agua. Así como otros materiales se desestabilizan en presencia de ésta, como el yeso o la cal, el hormigón (o mejor la pasta de cemento más la arena que lo forman) siempre admite agua para aumentar su grado de

hidratación y mejorar su rendimiento y prestaciones con el tiempo. Sólo el agua circulante muy pura (con pocas sales) puede afectar la estabilidad de las fases sólidas de la pasta de cemento.

A pesar de ello hay agentes agresivos que pueden, igualmente, atacar al hormigón como son:

- El  $\text{CO}_2$  presente en el agua puede formar bicarbonatos que reaccionen con la portlandita ( $\text{Ca(OH)}_2$ ), uno de los componentes fundamentales del hormigón, disolviendo las distintas fases hidratadas del cemento.
- Los sulfatos pueden reaccionar con el  $\text{C}_3\text{A}$  y dan lugar a la etringita que es altamente ávida por el agua y cuyo aumento de volumen produce un efecto expansivo en el hormigón.
- Los iones amonio que se intercambian con los iones calcio provenientes del  $\text{Ca(OH)}_2$  disolviendo las fases del cemento.

Todo esto hace que la interacción del hormigón con las aguas naturales debe de analizarse con detalle.

Por otro lado, los rendimientos alcanzables en la construcción con hormigón en masa son relativamente escasos. Con la aparición del hormigón armado y de la formulación del cálculo en rotura, la construcción en hormigón alcanzó un avance extraordinario. El hormigón se podía fisurar de modo que los esfuerzos de tracción que no pudiera soportar eran transferidos a las armaduras que estaban embebidas en él.

Así nació el hormigón armado, hace casi cien años y que hoy en día es el material de construcción por excelencia. Sin embargo, la inclusión de elementos metálicos en el hormigón dio lugar a una de las patologías más comunes por degradación de los materiales: el fenómeno de la corrosión de las armaduras en el hormigón.

Sin duda, la corrosión de las armaduras del hormigón armado es su principal problema de durabilidad y uno de los problemas aún no resueltos satisfactoriamente por la tecnología del hormigón. Los esfuerzos de los investigadores hoy en día son notables, con los numerosos trabajos publicados por año en revistas especializadas, así como, la gran cantidad de congresos y sesiones de trabajo realizados para discutir sobre el tema.

Pero no sólo en el ámbito de la investigación se han visto reflejados los esfuerzos por garantizar una adecuada durabilidad, sino también se lo ha visto en la labor normativa, tanto en el establecimiento de diferentes procedimientos de ensayos, tanto en condiciones de ataque reales como acelerados, y también, en el establecimiento de

prescripciones para el diseño de estructuras de hormigón que ha sido creciente en los últimos años.

También hay que reconocer que adoptar medidas de detección y protección cuando las estructuras son expuestas a un ambiente perjudicial es un tema más o menos reciente. Esto está directamente relacionado con la toma de conciencia que existe actualmente, y que se ve reflejado en las normativas actuales. Éste es el caso de la normativa española de hormigón estructural EHE que, en opinión de los expertos en durabilidad del hormigón, es una de las más coherentes. La durabilidad se trata como otro de los aspectos esenciales de proyecto y la clasificación de ambientes se engloba desde un principio en el Capítulo II de *Bases de proyecto*.

Así pues, los proyectistas deben tener en cuenta el problema de la durabilidad de las estructuras pues es el propietario el que correrá con los gastos de sus errores en el proyecto que afectarán sin duda a la durabilidad de las mismas. Los ingenieros y arquitectos no sólo deben garantizar que una estructura resiste las acciones, sino, también que lo hacen de una manera totalmente durable.

Ahora bien, estos profesionales del diseño están acostumbrados a diseñar sus estructuras frente a las acciones mecánicas mediante el procedimiento de los estados límite, en el que están basadas todas las normativas modernas de diseño de estructuras.

¿Por qué no generalizar este procedimiento a un diseño orientado hacia la durabilidad de las estructuras? De conseguirlo, el proyectista estaría totalmente familiarizado con el procedimiento de diseño y sería uno más de los estados límites a comprobar dentro de su procedimiento de cálculo y comprobación rutinario.

La propuesta de este trabajo es el desarrollo de las bases teóricas para establecer un estado límite de durabilidad exclusivamente para el caso de la corrosión por cloruros de las armaduras en el hormigón armado y pretensado basado en un modelo de durabilidad que surge de un gran desarrollo experimental.

## **1.2. OBJETIVOS**

Como se ha explicado brevemente en el apartado anterior, se puede asegurar que la corrosión de las armaduras en el hormigón armado y pretensado despierta un enorme interés en la comunidad científica. Aunque el avance producido en los últimos veinte años ha sido espectacular, de los resultados de los miles de ensayos realizados sólo han

podido concluir que es todavía pronto para la incorporación de los métodos de cálculo de la vida útil en el diseño diario de estructuras de hormigón armado y pretensado.

Pero el ingeniero viene proyectando estructuras de hormigón desde hace más de cien años y debe proponer soluciones a éste y otros problemas, de los que desconoce muchos factores y mecanismos y que son considerablemente más preocupantes que la durabilidad en sí misma (como puede ser el colapso). Para el diseño de las estructuras, el ingeniero recurre al procedimiento de los estados límite. Comprobando cada uno de los estados límite imaginables (flexión, cortante, torsión, deformaciones, fatiga, vibraciones, abolladura, inestabilidad local, fisuración, etc.) el proyectista va adecuando las prestaciones de la estructura para cumplir todos los requisitos que se le piden y que van asociados a cada uno de éstos.

De esta manera, el **objetivo principal** de este trabajo de tesis es:

- Proponer un modelo de durabilidad para el diseño de una estructura nueva de hormigón armado y/o pretensado frente al ataque del ión cloruro y, también, para evaluar el estado de las que ya están en servicio. En él se considerará la ubicación geográfica, la agresividad del ambiente, las propiedades materiales y mecánicas de cada uno de los elementos que componen el hormigón pretensado.

Para alcanzar este objetivo, se han estudiado y desarrollado los siguientes temas:

1. Se ha llevado a cabo una revisión bibliográfica del estado actual del conocimiento sobre el problema de la corrosión por cloruros y los distintos modelos de durabilidad que existen para estructuras de hormigón armado y pretensado.
2. Se han calibrado los distintos parámetros que intervienen en el modelo de vida útil a proponer. Para ello se ha:
  - ❖ Estudiado la difusión y velocidad de penetración del ion cloruro en el hormigón pretensado, pero en forma desacoplada:
    - Hormigón: mediante ensayos de potenciometría para estudiar la difusión de cloruros durante 14 meses de ataque químico.
    - Mortero de inyección (sistemas adherentes): mediante ensayos de potenciometría para estudiar la difusión de cloruros durante 14 meses de ataque químico.

- Acero activo (alambres de acero de pretensar): mediante ensayos de tracción realizados a lo largo del tiempo para estudiar la reducción de sección y pérdida de capacidad portante debida al ataque corrosivo
- ❖ Se han obtenido los coeficientes de difusión del ion cloruro, en el hormigón y en el mortero de inyección utilizando los datos experimentales.
- ❖ Igualmente se ha obtenido la velocidad de ingreso del ion cloruro en ambiente marino, mediante la aplicación de la Segunda Ley de Fick, y la velocidad de ingreso en el caso de mantenimiento invernal.
- ❖ Se ha estudiado la evolución en el tiempo de la corrosión en aceros en función de la disminución de sección del mismo, que está directamente relacionada con la pérdida de rigidez y capacidad última de éste. Finalmente se propone una ecuación del tiempo necesario para alcanzar una degradación determinada.

### **1.3. ORGANIZACIÓN DEL DOCUMENTO**

El presente trabajo consta de siete capítulos, referencias bibliográficas y tres anexos, organizados de acuerdo al desarrollo de los objetivos y el alcance de la investigación.

**Capítulo 1 – Introducción:** Presenta el problema a estudiar, los objetivos y antecedentes del mismo.

**Capítulo 2 – Estado del Conocimiento:** Presenta los antecedentes del problema a estudiar y un amplio desarrollo del proceso de corrosión: descripción del fenómeno, mecanismo de entrada, capa pasivante, acción y fijación del ión cloruro, factores que influyen en el proceso, tipos de corrosión. También se introduce el concepto de vida útil, modelos de durabilidad, tratamiento normativo y, finalmente, una amplia revisión bibliográfica.

**Capítulo 3 - Programa Experimental: Hormigones y Morteros de inyección:** Tras exponer un breve resumen sobre la durabilidad del hormigón, se presentan las campañas experimentales realizadas para este trabajo. Luego, se muestran y analizan los resultados obtenidos para, finalmente, exponer las conclusiones de este estudio.

**Capítulo 4 - Programa Experimental: Aceros de Pretensar: degradación mecánica:** Presenta las campañas experimentales llevadas a cabo por nosotros, los resultados y los análisis de éstos. Para terminar, se exponen las conclusiones de este estudio.

**Capítulo 5 - Programa Experimental: Aceros de Pretensar: degradación química:**

Tras presentar, en primer lugar, el estado del conocimiento del acero de pretensar se exponen, las campañas experimentales realizadas por nosotros, los resultados obtenidos y su análisis, para, finalmente, exponer las conclusiones de este estudio.

**Capítulo 6 - Modelo de durabilidad *propuesto*:** Presenta, en primer lugar, una descripción del concepto de vida útil de las estructuras, luego el modelo propuesto en esta tesis, derivado de los estudios experimentales descritos en los capítulos anteriores. Posteriormente, se estudian varios casos donde se aplica este modelo y se compara con los resultados obtenidos por otros autores para, finalmente, presentar las correspondientes conclusiones.

**Capítulo 7 – Conclusiones y recomendaciones:** Presenta las conclusiones de cada uno de los trabajos experimentales, del modelo de durabilidad que se ha desarrollado a partir de la fase experimental y, finalmente, se proponen recomendaciones para futuros trabajos y normas existentes, además de otras líneas de investigación que servirían para complementar este trabajo.

Con el fin de fundamentar los resultados, modelos y conclusiones presentados en cada fase de esta investigación, se incluyen tres anexos.

Como principales *aportaciones personales* realizadas en este trabajo de investigación se destacan:

Campo Experimental:

- Se ha diseñado mediante la experimentación el punto de saturación del agua de la red de Barcelona para una solución de cloruro de sodio. Este valor fue del 15% respecto del agua, con lo que se ha asegurado el máximo ataque acelerado que podía aplicarse.
- Se ha logrado diseñar cámaras de ataque para los aceros que aseguraran la estanqueidad y el total aislamiento de la zona atacada mediante el uso de roscas métricas obteniéndose un sellado hermético a los líquidos.
- Se ha diseñado un mecanismo bastante sencillo para obtener la tensión de las probetas de acero en un espacio reducido, totalmente original. Se han aprovechado los bastidores de fluencia oleoneumáticos que se utilizan para ensayos de fluencia del

hormigón, y se ha diseñado un marco que transforma la carga de compresión aplicada por los bastidores en una fuerza de tracción que ha servido para tesar los alambres con una carga constante.

- Se ha diseñado un dispositivo autónomo que garantizó ciclos controlados de ataque humedad-secado, que funciona mediante un temporizador programable. Todo este sistema de ataque ha estado dentro de una cámara climática donde se ha mantenido la humedad relativa al 50% y la temperatura en 20°C.
- Todas las probetas fueron pintadas en 4 de sus caras con una resina epoxy que aseguraba una *única* dirección de ataque.
- La extracción de las muestras se hizo de forma tal de perturbarlas lo menos posible, eran partidas en sentido paralelo a la dirección del ataque de manera tal de poder obtener las muestras a las profundidades deseadas.
- Se han obtenido experimentalmente resultados respecto de la velocidad de ingreso de los iones cloruro en la masa de hormigón y del mortero de inyección.
- Se han obtenido los coeficientes de difusión y las concentraciones superficiales constantes de cloruros en el hormigón y en mortero de inyección.
- Se ha obtenido como resultado de los datos experimentales de los ensayos realizados en los aceros desbastados mecánicamente un coeficiente que nos indica la influencia del “efecto entalla” debido a una picadura y que puede ser aplicado en el cálculo del estado tensional de esos aceros desbastados.
- Se han obtenido coeficientes de degradación de la tensión última y de degradación de la masa residual de aceros atacados químicamente con una solución de cloruro de sodio. Ambos se han obtenido del análisis experimental realizado durante la amplia campaña llevada a cabo.
- Se ha obtenido experimentalmente la influencia del estado de tensión en aceros cuando éste se combina con un ataque corrosivo, con lo que ocurre en aceros de iguales características pero sin tesarlos con un mismo ataque químico.

#### Campo Teórico:

- Se ha propuesto un modelo de vida útil para hormigón armado y/o pretensado que esté sometido a un ataque de corrosión por cloruros, que puede ser aplicado en el diseño de estructuras nuevas, y en la evaluación de estructuras en servicio.
- Este modelo se basa en el modelo de durabilidad presentado por Tuutti en 1982, y se mejora con el aporte de la degradación que se produce no sólo en el hormigón

(Tuutti, 1982), sino que estudia las degradaciones de los otros materiales que componen el hormigón armado y pretensado (mortero de inyección, acero).

- Toda la formulación de este modelo se ha basado en los resultados obtenidos de nuestras campañas experimentales, las cuales han sido realizadas con ataques químico que se aproximan a una situación real, como puede ser el mantenimiento invernal. Éste tipo de ataque no es muy común en la bibliografía debido a la duración de este tipo de ensayos, en general se acelera el proceso mediante la aplicación de una carga eléctrica.
- También, se ha contrastado el modelo aplicándolo en casos reales publicados por otros autores.

# Capítulo 2

## ESTADO DEL CONOCIMIENTO

### 2.1. INTRODUCCIÓN

El hormigón es el material de construcción más difundido y de mayor uso internacional, debido a sus excelentes propiedades físicas y económicas, avalado por su empleo milenario y creciente desempeño en el mundo de hoy y del futuro previsible, donde no hay otro material tan versátil y económico. Éste permite obtener estructuras más durables y de más bajo costo al compararse con las obtenidas con materiales equivalentes. El hormigón está implícito en toda actividad de desarrollo de cualquier país, razón que obliga a estudiar y profundizar la búsqueda de sus posibilidades potenciales y qué factores pueden vulnerarlo. Son los problemas que atañen a la durabilidad los que más se le cuestionan hoy en día.

Es a partir de la década del 70 que comienza a crecer en forma exponencial las necesidades de reparación de las estructuras de hormigón armado y pretensado debido, fundamentalmente, a la corrosión del acero. (Vitervo A. O'Relly, 2001).

Desde finales del siglo XVIII, que se construyó el primer puente enteramente en hierro de fundición, el acero había sido el material capaz de permitir los mayores avances en las técnicas constructivas, pero con la contrapartida de que era necesario un mantenimiento que evitara su oxidación. En cambio el acero dentro del hormigón alcanzaba un estado de pasividad química tal, que lo conservaba indefinidamente sin corrosión. Esta circunstancia, unida a la propia barrera física que supone el recubrimiento, hizo pensar que la asociación acero-hormigón se convertiría en un material compuesto sin necesidad de mantenimiento.

En la actualidad, si bien el hormigón armado y pretensado siguen siendo los materiales de construcción por excelencia y no se vislumbra que se pueda desarrollar otro que tenga tantas propiedades favorables al mismo costo, la idea de que el hormigón no necesita conservación ha variado radicalmente. La prueba de que las armaduras del hormigón se corroen bajo ciertas condiciones y muchas estructuras necesitan ser reparadas con sólo 10, 20, 30 años de servicio son realidades que han comenzado a ser asimiladas por muchos técnicos relacionados con la construcción y cada vez son más las normativas que dedican capítulos especiales a la durabilidad en general y a la de las armaduras en particular. (C. Andrade & C. Alonso, 1996).

Varios autores (Schupack, M., 1971, Podolny W. Jr., 1992, Nurnberger, 1980) abundan en datos estadísticos que confirman la necesidad imperiosa de atender en forma urgente el fenómeno de la corrosión, en especial la corrosión bajo tensión, que atenta contra la seguridad de las construcciones. Algunos resultados de estos estudios, se muestran en los siguientes gráficos (Podolny W, Jr., 1992), donde queda claramente reflejado la importancia del tema. El gráfico 1 muestra la distribución de estos accidentes en función del tipo de estructura. En el gráfico 2 se muestra la distribución en función de los años que lleva en servicio. En el gráfico 3 se muestra la distribución en función de las distintas causas que pueden generar un proceso de corrosión. En el gráfico 4 se presenta la distribución de los daños por corrosión debidos a los distintos aceros. En el gráfico 5 se muestra la distribución de daños en función del tipo de rotura de los tendones (Figura 2.1).

Los costos de mantenimiento de las estructuras, como los de corrección o contención de las patologías generadas por este fenómeno, cuando éstos son técnicamente posibles, son económicamente tan significativos como para que se estimule la investigación científica y tecnológica, así como procesos de aplicación rápida de los resultados obtenidos.

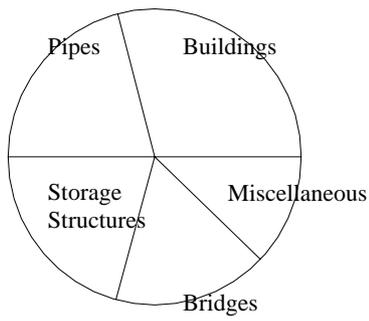


Fig 1: Distribution of corrosion damage related to application (Podolny W. Jr., 1992)

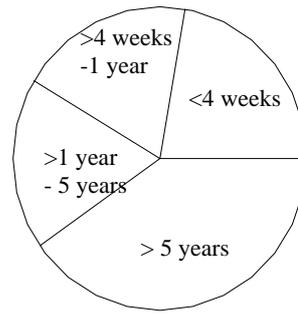


Fig 2: Distribution of corrosion damage related to age (Podolny W. Jr., 1992)

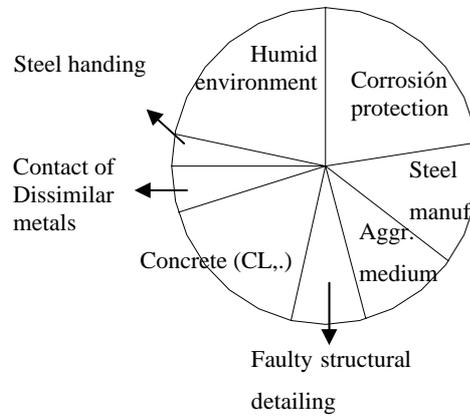


Fig 3: Distribution of corrosion damage related to cause of corrosion (Podolny W. Jr. 1992)

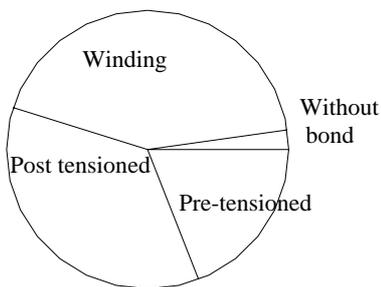


Fig 4: Distribution of corrosion damage related to prestressing method (Podolny W. Jr., 1992)

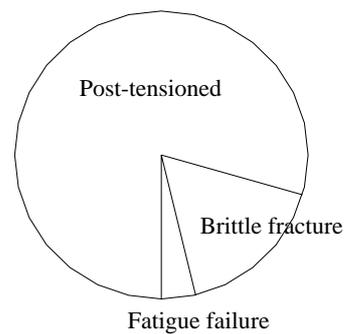


Fig 5: Distribution of corrosion damage related to type of tendon failure (Podolny W. Jr., 1992)

Figura 2.1: Distintas causas que afectan la durabilidad del hormigón

A nivel mundial se han producido pérdidas cuantiosas. Así, la mitad de los 575000 puentes de Estados Unidos de Norteamérica (Tourney, P. & Berke, N., 1993) están afectados por corrosión debido principalmente al uso de sales de deshielo y al menos un 40% de éstos han sido considerados deficientes a nivel estructural. Los costos de reparación a nivel interestatal ascienden a US\$ 50 billones y esa cifra crece continuamente.

También en el Reino Unido (Wallbank, E.J, 1989), los puentes de las grandes autopistas requieren atención, debido a las condiciones severas de corrosión por el uso de sales de deshielo. Se estima que los costos de reparación pueden ascender a más de 620 millones de libras en los próximos años.

Con relación a Iberoamérica, no se dispone de información económica definida. Es de esperar una menor incidencia que en países con climas fríos que usan sales en abundancia. Sin embargo, el impacto económico de la corrosión es en términos relativos, muy importantes. Los resultados de la evaluación técnica en dichos países muestran que los daños por corrosión de las armaduras se encuentran dentro de las tres primeras causas de deterioro de las estructuras de hormigón. Específicamente en España (GEHO, 1992), se analizaron 844 casos con diferentes patologías, siendo la corrosión la tercera patología de mayor incidencia en los problemas encontrados, de tal manera, que esto representa el 15% y, las fisuras y deformaciones excesivas el 2 y 22%, respectivamente.

En el sur de Brasil, se efectuó un minucioso análisis de 1512 casos de diagnósticos con diferentes patologías, mostrando que la incidencia de la corrosión de las armaduras representa el 40% del total de los daños (Dal Molin, 1999).

La corrosión en la armadura del hormigón es un área claramente interdisciplinaria donde la química, en especial la electroquímica y la cinética, tienen un papel principal.

## **2.2. PROCESO DE CORROSIÓN**

Todos los metales procesados tienen la tendencia a regresar a su estado natural o a su estado mineral original. El hierro no es una excepción debido a que, en presencia del oxígeno, el acero tiende con el tiempo a oxidarse en compuestos similares a sus minerales. Desafortunadamente, los óxidos ferrosos son frágiles y con nula resistencia mecánica, muy poca adherencia y, por tal, deben ser considerados como negativos. Si la capa de óxido del acero se desprende de la superficie del metal, nuevos átomos de

oxígeno reaccionarán con el hierro presente y lo volverán a oxidar, perdiéndose entonces espesor o sección efectiva de metal. Sin embargo, los aceros (aleaciones Fe – C), al oxidarse generan una capa de óxido (capa pasivante) que se desprende parcialmente y que puede proteger y mantener pasiva la acción degradante del oxígeno, ya que impide la formación de nuevos óxidos o de la penetración de la capa oxidada a través de la sección del componente metálico.

### **2.2.1. DESCRIPCIÓN DEL ATAQUE POR CLORUROS**

El ataque por cloruros se distingue del resto de ataques que sufre el hormigón por el hecho de que la acción primaria es la corrosión de las armaduras y sólo como consecuencia de este proceso el hormigón que las rodea se ve afectado, debido al cambio de volumen que experimentan el acero en la corrosión.

Las fuentes de las que pueden provenir los cloruros son variadas, tanto del interior del hormigón como del exterior, entre las que destacan las siguientes (Broomfield, 1997):

- Adición  $\text{CaCl}_2$  como acelerador de fraguado.
- Empleo de agua de mar en la mezcla.
- Contaminación de los áridos.
- Elementos situados en zona marítima.
- Utilización de sales de deshielo.
- Estructuras en contacto con productos químicos.

### **2.2.2. MECANISMO DE CORROSIÓN DE LAS ARMADURAS**

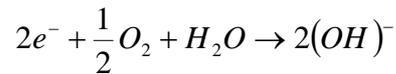
La corrosión del acero en el hormigón se produce cuando existe una diferencia de potencial entre dos puntos de la armadura, de forma que se forma una pila electrolítica, en la que el ánodo y el cátodo se conectan a través del agua contenida en los poros de la pasta de cemento hidratada.

Las reacciones químicas de oxidación que se producen en el ánodo y en el cátodo de la pila electrolítica se describen en las ecuaciones siguientes:

- Reacción Anódica



- Reacción Catódica

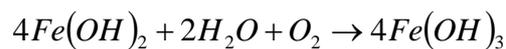
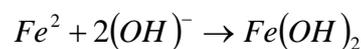


Las ecuaciones anteriores nos muestran que para que se produzca la reacción anódica de ionización del hierro es necesaria la presencia de agua y oxígeno para que se lleve a cabo la reacción catódica. Entonces, no hay corrosión si el hormigón está seco (en general por debajo de una humedad relativa inferior al 60%) o si el hormigón está sumergido.

La óptima humedad relativa para el proceso de corrosión se establece entre el 70% y 80%, reduciéndose de forma notable para humedades superiores debido a la reducción de la difusión del oxígeno a través del hormigón.

Por otra parte, se puede observar que la reacción catódica produce iones  $(OH)^{-}$  por lo que se producen incrementos locales de alcalinidad en el cátodo, por lo que la capa pasivante se refuerza en las zonas catódicas.

Una vez que se ha producido la reacción de oxidación y se han desprendido iones  $Fe^{2+}$  de la armadura, éstos quedan disueltos en el agua contenida en los poros del hormigón y se producen una serie de reacciones químicas que completan el proceso de corrosión:



Así, el hidróxido férrico  $Fe_2O_3$  tiene un volumen dos veces superior al del acero que reemplaza, lo cual ya produce tensiones en el hormigón que rodea a la armadura. Sin embargo, cuando se hidrata y pasa a la forma  $Fe_2O_3 \cdot H_2O$ , aumenta su volumen hasta 7 veces el inicial de la armadura, provocando la fisuración del hormigón y un desprendimiento del recubrimiento.

La *primera* consecuencia de la corrosión de las armaduras en el hormigón es el deterioro del hormigón debido que el volumen de los productos de la corrosión es varias veces superior al volumen del acero original, tal y como se indica en la Figura 2.1.

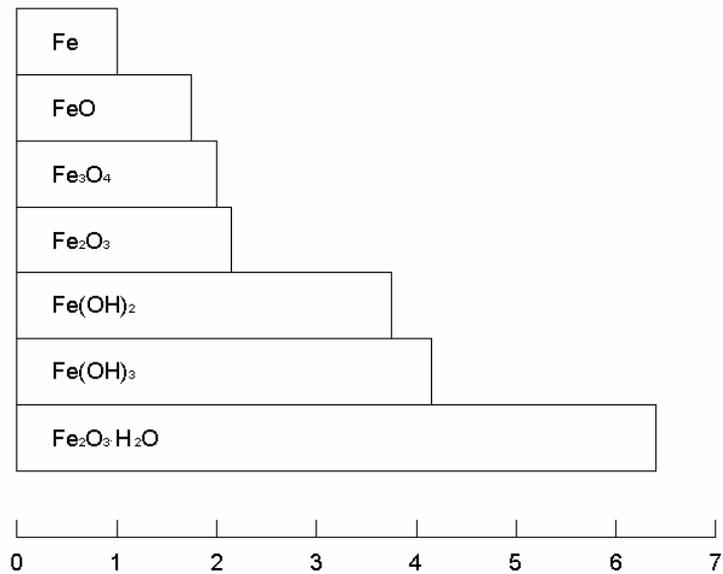


Figura 2.2: Volumen relativo de los Productos de Corrosión (Kumar, 1986).

El incremento de volumen provoca una fisuración característica en el hormigón, paralela a las armaduras, descantillados en la zona de las armaduras e incluso el desprendimiento total del recubrimiento (Figura 2.2), lo cual facilita todavía más la acción de los agentes agresivos y el aumento de la velocidad de corrosión.

La *segunda* consecuencia que provoca la corrosión es la reducción en las zonas anódicas de la sección resistente de acero, lo que se traduce en una disminución de la capacidad portante del elemento y una disminución de la seguridad.

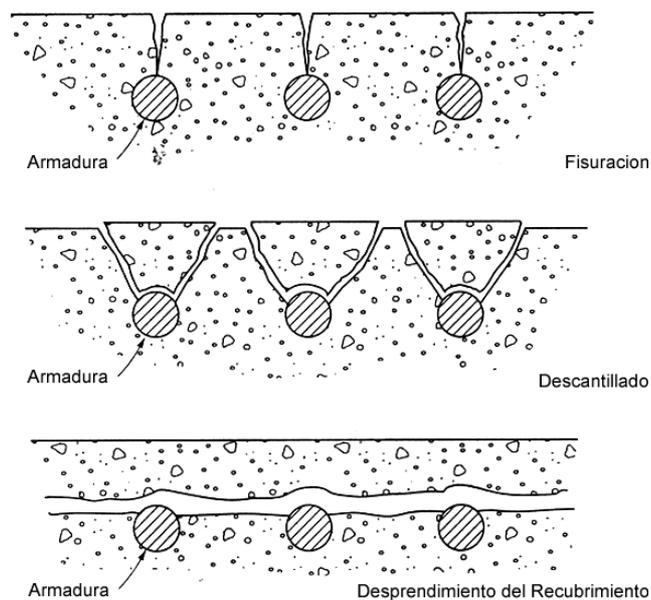


Figura 2.3: Consecuencias de la Corrosión de la Armadura en el Hormigón (Neville, 1995).

### 2.2.3. CAPA PASIVANTE

Las armaduras embebidas en la pasta de cemento hidratado forman rápidamente y de forma natural una fina capa de óxido, llamada *capa pasivante*, que queda fuertemente adherida al acero sobre la que se forma.

La capa pasivante impide la disolución del Fe en las zonas anódicas, lo que imposibilita la reacción de corrosión aunque se cumplan el resto de condiciones necesarias, como la presencia de humedad y de oxígeno. La reacción catódica, no obstante, se puede realizar independientemente de la presencia de la capa pasivante.

La capa pasivante se mantendrá estable, en ausencia de cloruros, si en el agua contenida en los poros de la pasta de cemento hidratada se mantiene un valor de pH superior a 12, valor que se alcanza en un hormigón sano por la presencia de álcalis. Este elevado valor del pH desciende sólo en condiciones excepcionales, como en el proceso de carbonatación o en un ataque por ácidos, momento en el que la capa pasivante desaparece y se inicia el proceso de corrosión.

### 2.2.4. ACCIÓN DEL IÓN CLORURO

No obstante, en presencia del ión cloruro, no es necesario que se produzca una disminución del pH para que se destruya la capa pasivante, ya que ésta desaparece para un nivel de concentración crítico de  $Cl^-$ , que se establece en términos de la relación

$$\frac{[Cl^-]}{[OH^-]}.$$

Cuando la concentración de cloruros supera el 0.6% de la concentración de hidróxidos se empieza a detectar la corrosión en las armaduras. Esta concentración corresponde al 0.4% en peso del contenido de cemento en hormigones habituales aunque depende de las condiciones ambientales, especialmente de la humedad relativa y del grado de carbonatación del hormigón. Un valor más detallado se puede obtener a partir de la Figura 2.4.

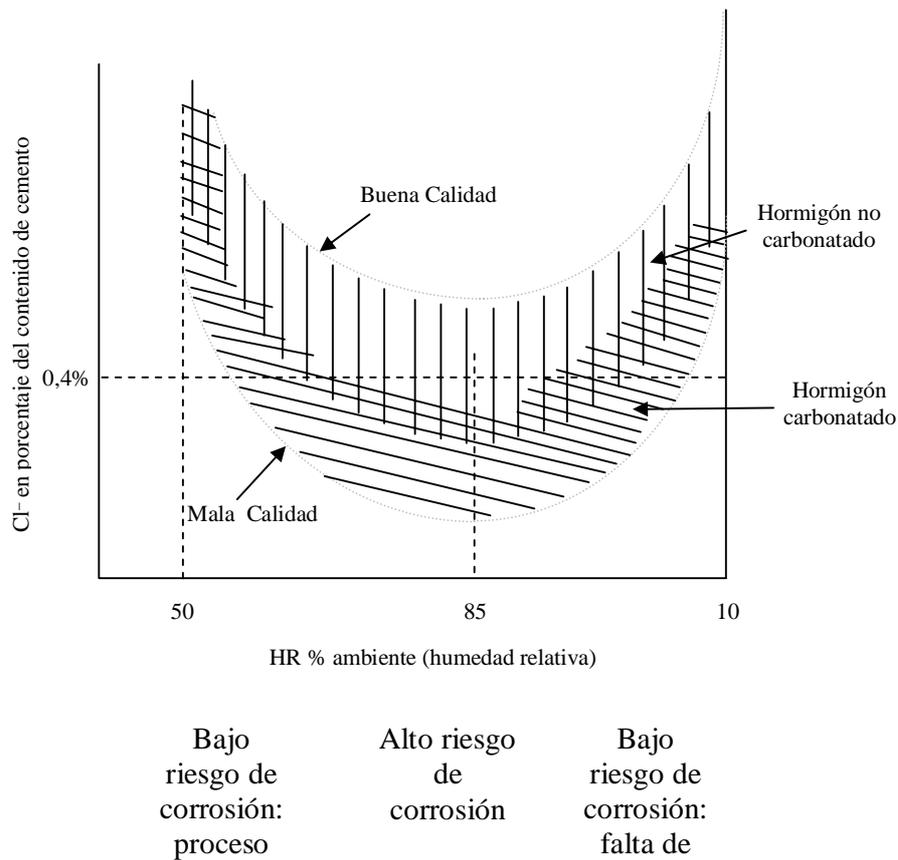


Figura 2.4: Porcentaje de  $\text{Cl}^-$  sobre el Contenido de Cemento para el inicio de la Corrosión (CEB, 1996).

La acción de los cloruros produce una corrosión por picadura debido a que la capa pasivante se destruye sólo en pequeñas áreas de la superficie que actúan en las zonas anódicas, mientras que la capa pasivante actúa de cátodo de la reacción (Figura 2.4).

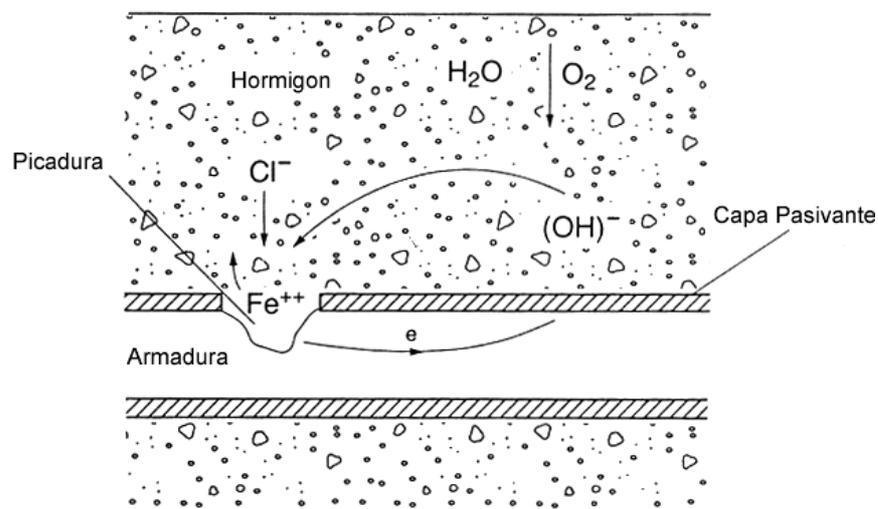
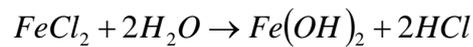


Figura 2.5: Esquema de la Reacción de Corrosión en presencia de Cloruros (Neville, 1995).

En las zonas anódicas localizadas es donde se concentra la corrosión, por lo que en ellas se produce una reducción local muy importante de la sección de la armadura.

Las reacciones involucradas en la acción de los cloruros son las siguientes:



Se puede observar cómo el ión cloruro, a parte de destruir la capa pasivante, actúa sólo de catalizador de la reacción de corrosión ya que no se consume en la reacción, aunque en una etapa intermedia se haya formado cloruro de hierro.

### **2.2.5. FIJACIÓN DEL IÓN CLORURO**

No obstante, no todos los cloruros presentes en el hormigón son relevantes de cara a la corrosión, ya que parte de ellos se combina químicamente con el cemento y quedan incorporados a los productos de hidratación.

La principal forma de combinación de los iones cloruro es reaccionando con el C<sub>3</sub>A para formar el cloroaluminato cálcico 3CaO•Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub>•CaCl<sub>2</sub>•10H<sub>2</sub>O, llamado comúnmente Sal de Friedel, aunque también puede combinarse con el C<sub>4</sub>AF formando un cloroferrato cálcico 3CaO•Fe<sub>2</sub>O<sub>3</sub>•CaCl<sub>2</sub>•10H<sub>2</sub>O.

Los cloruros que restan sin combinar con el C<sub>3</sub>A, llamados cloruros libres, son los que quedan disponibles para la reacción de corrosión de las armaduras

Por lo tanto, se podría deducir que la forma de conseguir combinar el mayor número de iones cloruro sería aumentando el contenido de C<sub>3</sub>A en el cemento y la cantidad de cemento del hormigón. No obstante, esto es correcto para los cloruros que están presentes en el hormigón durante la mezcla, porque se pueden combinar rápidamente con el C<sub>3</sub>A, pero no para aquellos cloruros que penetran del exterior, que se combinan con menor facilidad.

La carbonatación del hormigón tiene un efecto muy desfavorable, ya que libera los cloruros que habían sido combinados previamente, aumentando su concentración en el agua intersticial. Este hecho, unido a la disminución del pH que se produce en la carbonatación, hace que se incremente de forma drástica el riesgo de corrosión de las armaduras.

Además, un elevado contenido en  $C_3A$  en el cemento tampoco es deseable ya que el hormigón es más susceptible a la acción de los sulfatos, que por otra parte descomponen el cloroaluminato cálcico, liberando los cloruros fijados y aumentando el riesgo de corrosión. Por este motivo las Normativas limitan el contenido de  $C_3A$  en los cementos.

## 2.2.6. MECANISMO DE ENTRADA DEL IÓN CLORURO

### 2.2.6.1. ENTRADA POR DIFUSIÓN

La entrada del ión cloruro en el hormigón se realiza principalmente por difusión en los poros llenos de agua, pero su modelización es complicada ya que no existe un frente de avance como puede ocurrir con la carbonatación, sino que se produce un aumento gradual de la concentración en el tiempo y con la profundidad.

La forma habitual de modelizar la difusión es mediante la Segunda Ley de Fick:

$$\frac{d[Cl^-]}{dt} = D_c * \frac{d^2[Cl^-]}{dx^2}$$

Donde:

$[Cl^-]$ : es la concentración de ión cloruro a la profundidad  $x$  en el tiempo  $t$ .

$D_c$ : es el coeficiente de difusión.

La solución exacta de esta ecuación es la siguiente:

$$\frac{(C_{\max} - C_d)}{(C_{\max} - C_{\min})} = \text{erf} \left[ \frac{x}{\sqrt{4 * D_c * t}} \right]$$

Donde:

$C_{\max}$ : concentración de ión cloruro en la superficie.

$C_d$ : concentración de ión cloruro a cierta profundidad.

$C_{\min}$ : concentración de ión cloruro del hormigón sin atacar.

erf: función de error.

La determinación de  $C_{\max}$  es difícil ya que la concentración de cloruros en la superficie es muy variable según las condiciones ambientales en las que se encuentra el hormigón

(húmedo, seco, sometido a evaporación...), por lo que generalmente se determina a cierta profundidad del hormigón.

No obstante, la profundidad de penetración por difusión de los cloruros en el hormigón puede ajustarse de forma satisfactoria con una ley proporcional a la raíz cuadrada del tiempo, tal y como se indica en la Guía de Diseño CEB de Durabilidad de Estructuras de Hormigón (1996).

En la práctica, el ajuste de la parábola se realiza con la determinación de la concentración de cloruros en diferentes profundidades a partir de muestras de hormigón.

### **2.2.6.2. OTRAS FORMAS DE ENTRADA**

El transporte por difusión no es el único mecanismo de entrada de los cloruros en el hormigón, sobretodo en la zona cercana a la superficie, donde tienen gran importancia los fenómenos de succión capilar.

Los ciclos de humectación y desecación en la superficie del hormigón con agua conteniendo cloruros producen un aumento de la concentración de éstos en la superficie. Al inicio de la humectación, una cantidad importante de los cloruros contenidos en el agua entra en el hormigón por succión capilar y durante el periodo de desecación permanecen en los poros del hormigón después de la evaporación del agua. Este proceso cíclico produce un aumento considerable de la concentración de cloruros en el hormigón.

### **2.2.7. FACTORES QUE INFLUYEN EN EL PROCESO DE CORROSIÓN**

En el Apartado anterior se ha comentado que la forma de entrada principal de los cloruros en el hormigón es por difusión a través de los poros llenos de agua, por lo que la forma de impedir la entrada es mediante la reducción de la porosidad del hormigón y el aumento del espesor del recubrimiento.

#### **2.2.7.1. ESPESOR DEL RECUBRIMIENTO**

La penetración de los cloruros en el interior del hormigón sigue una ley según la raíz cuadrada del tiempo. Esto supone que ante una disminución del recubrimiento a la mitad, las condiciones de concentración de cloruros en la armadura para que se produzca la corrosión se alcanzan en una cuarta parte del tiempo.

### 2.2.7.2. PERMEABILIDAD DEL RECUBRIMIENTO

La relación agua/cemento es determinante en la permeabilidad del hormigón ya que la porosidad capilar se forma por la evaporación del agua que no reacciona en el proceso de hidratación del cemento. Relaciones a/c superiores a 0.6 aumentan considerablemente la porosidad capilar del hormigón.

También el curado influye de forma decisiva ya que un secado prematuro de la superficie puede provocar una interrupción de la reacción de hidratación, lo que se traduce en un aumento de la permeabilidad.

### 2.2.7.3. CONTENIDO DE CEMENTO

El incremento del contenido de cemento se traduce, como ya se ha comentado, en una mayor capacidad de combinación de los cloruros, pero no influye de forma tan decisiva como la relación agua/cemento ya que los cloruros procedentes del exterior se combinan con menor facilidad.

### 2.2.7.4. CONDICIONES AMBIENTALES

En ambientes muy secos, con humedades relativas inferiores al 60%, el riesgo de corrosión es bajo ya que está impedido por la falta de agua que permita la reacción electrolítica. Igualmente, en ambientes saturados de agua, la reacción electrolítica se impide por la ausencia de oxígeno, aún con presencia elevada de cloruros.

Las condiciones más favorables para la corrosión del acero de las armaduras se producen en ciclos de humedad-secado en combinación con elevadas temperaturas, ya que aumenta la cinética de todas las reacciones químicas involucradas.

#### PARA QUE HAYA CORROSIÓN:

<b>pH &lt; 8</b>	<b>pH &gt; 8</b>
<b>Oxígeno</b> <b>Agua</b>	<b>Oxígeno</b> <b>Agua</b> <b>Cloruros</b>

**PARA QUE NO HAYA CORROSIÓN:**

<p>Mantener fuera del hormigón armado y pretensado alguna de las siguientes opciones:  <b>Oxígeno</b>  <b>Agua</b>  <b>Cloruros</b></p>	<p>Colocar en el hormigón armado y pretensado alguna de las siguientes opciones:  <b>Iones Hidroxilos</b>  <b>Potencial negativo sobre el Acero</b>  <b>Iones ferrosos</b>  <b>Inhibidor</b></p>
---	--

**2.2.8. CLASIFICACIÓN DE LOS TIPOS DE CORROSIÓN LOCALIZADA**

A continuación se listan los tipos más comunes de corrosión localizada en los aceros de alta resistencia (Carrión Viramontes F. J., Rivera Hernández J., Esqueda Acosta M. A, 1999):

**2.2.8.1. CORROSIÓN POR PICADURAS**

La corrosión localizada se presenta por la formación local de celdas electrolíticas que se incrementan conforme existen diferencias dentro del sistema. Estas diferencias pueden estar en la composición química del metal o en la del hormigón, en las variaciones de tensiones debidas a cambios en la microestructura del acero o en las diferencias en el ambiente que rodea al acero.

Las diferencias en la microestructura de los alambres pretensados son poco probables, excepto cuando parte de los alambres han sido sometidos a dobleces muy agudas. Las partes endurecidas por trabajo mecánico son más anódicas que las del material no deformado. Por lo tanto, esto podría afectar al alambre trabajado en frío, ya que todo el alambre desde su manufactura es endurecido por trabajo mecánico. Quizás la forma más común de concentración de celdas de corrosión es la causada por las diferencias en el potencial de oxígeno. Estas se presentan en grietas cuando el acero queda al descubierto en contacto con el aire, cuando la porosidad del hormigón varía, cuando se llenan deficientemente los conductos por los que se pasan los cables o cuando el contenido de humedad del hormigón varía restringiendo la disponibilidad del oxígeno sobre la superficie del acero. En tales circunstancias, el acero expuesto se corroe conforme aumenta la concentración de oxígeno. Debido a que muchas de las situaciones descritas son inevitables, el daño se debe minimizar limitando el suministro de oxígeno de manera que desaparezca el potencial motriz y así, las reacciones quedan sofocadas.

Si el ataque localizado es independiente de la estructura cristalina, la corrosión es llamada corrosión por picadura. Si el ataque se concentra en los límites de grano, esta es llamada corrosión intergranular.

### **2.2.8.2. FISURACIÓN INDUCIDA POR CORROSIÓN BAJO TENSIÓN**

El fisuración por corrosión bajo tensión, es otro tipo de corrosión altamente localizada que se define como la fisuración que resulta de la acción combinada de la corrosión y un esfuerzo de tracción (Moore, D. G., Klodt, D. T. and Hensen, R. J, 1970). La tensión puede ser residual o externa. El efecto sobre el metal puede provocar una fisura intergranular como la que ocurre en la corrosión localizada intergranular, sin embargo, la fisuración por corrosión bajo tensión, no se presenta en ausencia de tensión, mientras que la corrosión localizada intergranular, sí. Otra diferencia con la corrosión intergranular, es que la fisuración puede ser transgranular, o sea que, la grieta pasa a través de los granos individuales. Generalmente, hay una tensión crítica debajo de la cual no se presenta la fisuración por corrosión bajo tensión. El colapso que produce este tipo de corrosión es súbito, sin deformación (rotura frágil) y consume poca energía de fractura.

Como en otros casos, en la corrosión bajo tensión la velocidad de corrosión es controlada en gran parte por el tamaño de las áreas anódicas y catódicas, la distancia entre ellas, la disponibilidad del oxígeno, la humedad en el cátodo, la polaridad de la celda, la resistividad del electrolito y el nivel de tensión.

### **2.2.8.3. FRAGILIZACIÓN POR HIDRÓGENO**

La ductilidad del acero se reduce conforme se incrementa el contenido de hidrógeno y puede provocar la fragilización y rotura súbita del acero. Los informes sobre roturas en la literatura a menudo no distinguen entre la corrosión bajo esfuerzo y la fragilización por hidrógeno, aunque se establece como el mecanismo propio de fisuración y fragilidad en la punta de las grietas que desencadenan el fenómeno de corrosión bajo tensión. Tanto en la corrosión bajo tensión como la fragilización por hidrógeno, los colapsos son súbitos con roturas frágiles, pero el proceso que puede originar la rotura es fundamentalmente diferente. La corrosión bajo tensión es el resultado de un proceso anódico, mientras que la corrosión por fragilización por hidrógeno es un proceso catódico (Rehn, G., 1969).

La fragilización por hidrógeno se distingue por presentar una baja deformación. El acero que ha sido fragilizado por hidrógeno presenta las siguientes características (RILEM-FIP-IABSE, 1966):

- i) La resistencia a rotura es menor que la normal y refleja directamente la pérdida de la ductilidad causada por el hidrógeno.
- ii) Las fracturas se pueden presentar en un amplio intervalo de tensiones, con poca dependencia del tiempo.
- iii) Hay un esfuerzo crítico debajo del cual no ocurren fallas.

Existen varias posibles fuentes de hidrógeno, pero la que resulta de las reacciones de corrosión es probablemente la de mayor importancia práctica. En el caso "normal", los átomos de hidrógeno que se forman en cada proceso corrosivo rápidamente se combinan con el hidrógeno molecular, el cual, a temperatura ambiente, es inofensivo al acero de pretensado. En presencia de contaminantes tales como el ácido sulfhídrico y el dióxido de azufre, el hidrógeno es capaz de penetrar la celda unitaria del acero al provocar la presencia de hidrógeno atómico y acumularse preferentemente en inclusiones, los límites de grano y en los defectos propios de los aceros. Muy poca cantidad del ácido sulfhídrico (tan pequeño como unos pocos miligramos de gas por litro de solución acuosa) puede causar la corrosión y fractura del acero. Aunque el mecanismo no está perfectamente comprendido, los átomos de hidrógeno disueltos en la red metálica fragilizan al acero (Troiano, A. R., 1960). Generalmente, se piensa que la fragilización por hidrógeno sólo ocurre en un medio con un pH menor que 9 o 10 (Rehn, G, 1969). Esto es consistente con el desarrollo de celdas electrolíticas, las cuales son las primeras causas de falla. La reacción también ocurre en zonas con poco oxígeno, tal como en los puntos de contacto entre alambres o entre alambres y vaina (Calavera Ruiz José, 1998; CEB-FIP Model Code, 1990).

En general, el alambre estirado en frío tiene una menor tendencia a la corrosión bajo esfuerzo y a la fragilización por hidrógeno que los alambres templados y revenidos, para iguales resistencias a tracción.

### **2.3. VIDA ÚTIL DE LAS ESTRUCTURAS**

La función primaria de la estructura es resistir las acciones a las que estará sometida durante su periodo de vida útil. Así pues, *la resistencia de la estructura debe entenderse en sentido amplio* y no restringirse solamente a la resistencia mecánica de las

solicitaciones derivadas de las acciones actuantes. En particular la resistencia a las acciones ambientales y la adecuada durabilidad durante el período de vida útil previsto en el proyecto de la estructura, son aspectos esenciales (José Calavera, 2000). Se entiende por *vida útil de una estructura* el período de tiempo, a partir de su puesta en servicio, durante el que debe mantener unas condiciones de seguridad, funcionalidad y aspecto aceptable. Durante ese período requerirá una conservación normal adecuada pero no requerirá operaciones de rehabilitación. Este concepto está reflejado en las Normativas actuales, como la EHE, donde se contempla directamente el tema de *vida útil* de una estructura: “una estructura debe ser proyectada y construida para que, con una seguridad aceptable sea capaz de soportar todas las acciones que la pueden solicitar durante la construcción y el período de *vida útil* previsto en el proyecto así como la agresividad ambiente.....”. El Código Modelo CEB-FIP1990, exige, además, una vida útil de las estructuras mayor de 50 años en función del medio ambiente en el que estará construida y el uso de la misma. Sin embargo, recomienda un período de 100 años para estructuras de mayor importancia, como son los puentes.

### **2.3.1. MODELO DE DURABILIDAD DE TUUTTI**

En la fase de proyecto se definen los requisitos de seguridad y funcionalidad con los que se va a dotar la estructura a diseñar. Estas decisiones están basadas en las solicitudes de tipo mecánico que van a actuar sobre la misma. Se entiende *vida útil*, al período en el que la estructura conserva los requisitos del proyecto sobre seguridad, funcionalidad, y estética, sin costos inesperados de mantenimiento.

Estos conceptos básicos se han extendido, también, a la consideración de la durabilidad, de tal forma que se incluyen las acciones del medio ambiente entre las posibles solicitudes a las que estará sometida la estructura.

Así, Tuutti (Tuutti, K, 1982), estableció su modelo (figura 2.5) que está desarrollado específicamente para el caso de la *corrosión en armaduras pasivas*. En el modelo se distinguen dos períodos:

- a) Período de iniciación de la corrosión ( $t_i$ ): tiempo que tardan los cloruros o la carbonatación en llegar a la armadura y despasivarla
- b) Período de propagación ( $t_p$ ): tiempo en que la armadura se corroe libremente, hasta que llega a un grado de deterioro inaceptable desde el punto de vista de la seguridad y funcionalidad o estética.

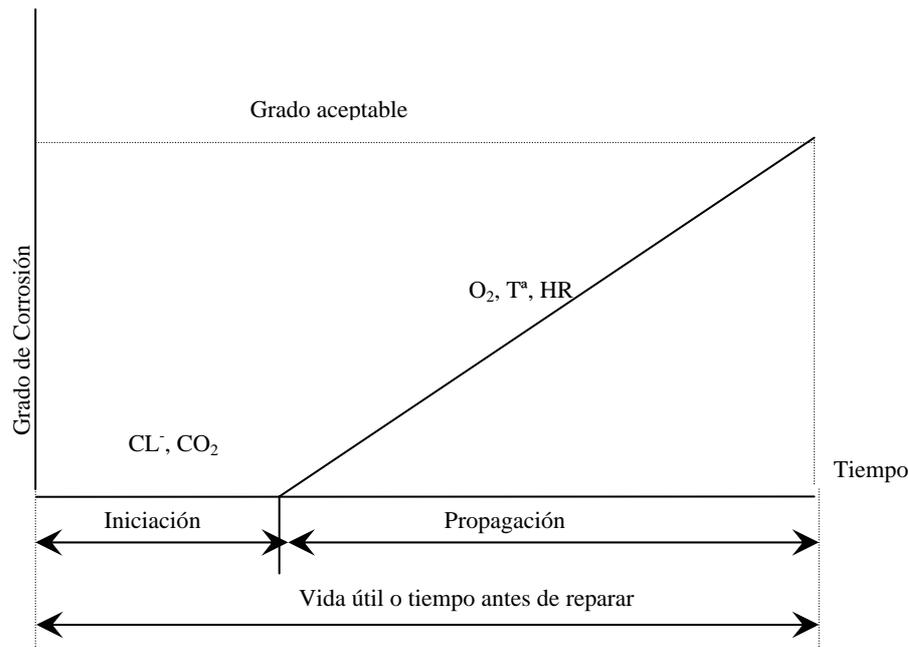


Figura 2.6: Modelo de Vida Útil de Tutti

Se considera, pues, que la estructura mantiene las características definidas en el proyecto mientras el deterioro no alcance un cierto valor límite, que dependerá de muchos factores: tipo de elemento estructural (viga, pilar, etc.), consideraciones estéticas, riesgo de desprendimiento de trozos de hormigón que puedan dañar a las personas, etc. Este valor límite puede ser diferente para cada elemento estructural.

Se entiende por *vida residual* el tiempo a partir del momento que la estructura alcanza el anterior límite inaceptable. Durante este período residual se suele acometer la reparación de la estructura o se interviene en ella para restituir unas condiciones de seguridad, funcionalidad o estética lo más similares, incluso superiores al proyecto. Así pues, la aceptación de “residual” se aplica mientras la estructura no sea intervenida, e implica por tanto la idea de que la estructura se degrada progresivamente a una determinada velocidad.

## 2.4. TRATAMIENTO NORMATIVO

Según el Manual de inspección, evaluación, y diagnóstico de corrosión en estructuras de hormigón armado (DURAR, 1998), para proceder al cálculo de la vida útil, previsible de una estructura en relación a las acciones de tipo ambiental es necesario tener en cuenta los siguientes factores:

- la agresividad del ambiente

- el espesor de recubrimiento y su resistencia a la penetración del agresivo
- el límite inaceptable del deterioro

La agresividad del ambiente está generalmente clasificada en los códigos nacionales. Suele dividirse la agresividad en función del contenido en humedad y de contaminantes atmosféricos.

En la Instrucción de Hormigón Estructural EHE 99 (EHE, 1999) se incluye el ataque por cloruros dentro de dos de las Clases de Exposición relativas a la Corrosión de las Armaduras.

a) Clase de Exposición III

La Clase de Exposición III engloba todos aquellos elementos sometidos a la acción de cloruros de origen marino. El ataque puede provenir de tres fuentes diferentes, estableciéndose para cada caso una Subclase de Exposición:

- Aérea (IIIa): elementos de estructuras marinas por encima del nivel de pleamar y elementos exteriores de estructuras situadas en las proximidades de la línea costera.
- Sumergida (IIIb): elementos de estructuras marinas sumergidas debajo del nivel mínimo de bajamar de forma permanente.
- En Zona de Mareas (IIIc): elementos de estructuras marinas situadas en la zona de carrera de mareas.

b) Clase de Exposición IV

La Clase de Exposición IV engloba todos aquellos elementos sometidos a la acción de cloruros de origen diferente al medio marino.

Se incluyen dentro de la Clase IV las instalaciones no impermeabilizadas en contacto con agua que presente un contenido elevado de cloruros no relacionados con el medio marino y las superficies expuestas a sales de deshielo no impermeabilizadas.

La EHE99 especifica unos requisitos mínimos que se deben cumplir para garantizar la durabilidad de los elementos de hormigón sometidos a estos ataques. Los requisitos en los que se establecen limitaciones se indican a continuación, detallándose los valores en las Tablas 1, 2, 3.

- Recubrimiento Mínimo.
- Relación Agua/Cemento.
- Contenido de Cemento.
- Resistencia del Hormigón.

Tabla 2.1: Recubrimientos mínimos según la clase de exposición.

$f_{ck}$ (N/mm <sup>2</sup> )	TIPO DE ELEMENTO	RECUBRIMIENTO MÍNIMO (mm)			
		IIIa	IIIb	IIIc	IV
$20 \leq f_{ck} < 40$	General	35	35	40	35
	Prefabricados y Láminas	30	30	35	30
$f_{ck} \geq 40$	General	30	30	35	30
	Prefabricados	25	25	30	25

Tal y como indica la Instrucción, la resistencia del hormigón no es un parámetro determinante en la durabilidad. No obstante, los valores mínimos de relación agua/cemento y contenido mínimo de cemento que se establecen condicionan el empleo de una determinada resistencia mínima.

Tabla 2.2: Relación a/c y contenido mínimo de cemento según la clase de exposición.

PARÁMETRO	TIPO DE HORMIGÓN	CLASE DE EXPOSICIÓN			
		IIIa	IIIb	IIIc	IV
Máxima Relación a/c	En Masa	-	-	-	-
	Armado	0.50	0.50	0.45	0.50
	<b>Pretensado</b>	<b>0.50</b>	<b>0.45</b>	<b>0.45</b>	<b>0.45</b>
Contenido Mínimo de Cemento (Kg/m <sup>3</sup> )	En Masa	-	-	-	-
	Armado	300	325	350	325
	<b>Pretensado</b>	<b>300</b>	<b>325</b>	<b>350</b>	<b>325</b>

Tabla 2.3. Resistencias mínimas compatibles con las exigencias de durabilidad según la clase de exposición

PARÁMETRO	TIPO DE HORMIGÓN	CLASE DE EXPOSICIÓN			
		IIIa	IIIb	IIIc	IV
Resistencia Mínima (N/mm <sup>2</sup> )	En Masa	-	-	-	-
	Armado	30	30	35	30
	<b>Pretensado</b>	<b>30</b>	<b>35</b>	<b>35</b>	<b>35</b>

## 2.5. REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA

A continuación se presenta un breve resumen de los temas investigados en esta tesis y sus autores se presentan en la siguiente tabla:

Tabla 2.4: Revisión Bibliográfica

Tema	Autores	Observaciones
<p><b><u>Hormigón</u></b></p> <p><i>Ataque de cloruros:</i> velocidad de ingreso del ion cloruro, reducción de la capacidad portante, ciclos de ataque (con y sin aplicación de corriente eléctrica), influencia las fisuras, adherencia entre el hormigón y la armadura, mapa de cloruros, etc.</p>	<p>Fernández Luco (2000); Meck, Sirivivatnanon (2003); Hong, Hooton (1999); Podolny (1992); Di Maio, Lima, Traversa (2004); Burón M. (1999); Civello (2003); Peifer, Landgren, Perenchio (1986); Friedmann, Amiri, Ait-Mokhtar, Dumargue (2004); Scheneider, Chen (1997); Okada, Agullo L. (2001); Kobayashi, Miyagawa (1988); Otsuki (1992); Valls, Aparicio (2001); Pinto, Aparicio (2001); Sánchez, Vázquez (2001); Sabatés, Aparicio (2001); Márquez, Vázquez; Rovira (2001); Castañer; Vázquez (2001); Ollé, Casas (2002); Peris E. (1997); Garcés P. (1997); Fernández, Vázquez, Aparicio (2002); Fernández, Aparicio, Vázquez (2002); Díez, Vázquez, Aparicio (2003); Sabater, Aparicio, Vázquez (2003), etc.</p>	<p>La mayoría de los estudios realizados se basan en obtener los perfiles de concentración de cloruros y la velocidad de ingreso la realizan mediante la solución de la 2º Ley de Fick, que siempre tiene una solución aproximada. Queda pendiente profundizar en temas como la sales de deshielo que son concentraciones que están cerca de la saturación.</p>
<p><b><u>Vainas</u></b></p> <p><i>Ataque de cloruros:</i> susceptibilidad a picaduras excepto los de polietileno, pero son frágiles en juntas y uniones.</p>	<p>Podolny (1992); etc.</p>	<p>Hay ensayos sobre los distintos tipos de vainas que hay en mercado y los resultados son variados, ninguna es impermeable salvo las de polietileno, excepto en uniones o juntas de las mismas</p>

<b>Tema</b>	<b>Autores</b>	<b>Observaciones</b>
<p><b><u>Acero</u></b></p> <p>Fragilización por hidrógeno: ensayo FIP. Corrosión bajo tensión: disminución de la resistencia a tracción a rotura, reducción de sección por picaduras debido iones cloruro, etc.</p>	<p>Elices, Sánchez-Gálvez (2002); Hampejs (1986); Beitelman (2000); Sason (1992), Calafat, Valiente (1996); Nishimura, Maeda (2004); Nürnberger (2003); Valiente, Elices (1996); etc.</p>	<p>Hasta ahora los fabricantes e ingenieros no disponen de una normativa oficial que respalde y exija el buen comportamiento del acero frente a la corrosión bajo tensión.</p>
<p><b><u>Modelos de vida útil o de durabilidad</u></b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• <i>Empírico</i>: se obtienen de la experiencia</li> <li>• <i>Modelos físicos</i>: relacionan los factores que afectan las condiciones y el deterioro. Se calcula el ingreso de los iones cloruros en base a la 2ª Ley de Fick</li> <li>• <i>Determinístico</i>: se basan en la teoría científica</li> <li>• <i>Aproximaciones estocásticas</i>: se basan en la teoría del modelo de Markov (uso de la teoría de probabilidad)</li> </ul>	<p>Gaal, Van der Veen, Walraven, Djorai (2002-2003); Yolota, Tanabe, Iwanami (2002); Carrión Viramontes, Hernández Rivera, Acosta Esqueda (1999); Torres Acosta, Madrid (2001); Thoft-Christensen (2001-2002); Li (2003), Enright, Frangopol (2000-1998); Nakamura, Suzumura, Tarui (2002); R. de Coss, Murrieta, Castro (1998); etc.</p>	<p>Hay una gran cantidad de modelos de durabilidad, pero la mayoría se basan en la velocidad de ingreso de los iones cloruros en la masa de hormigón hasta llegar al acero, y allí ya consideran que termina la vida útil de la estructura.</p>
<p><b><u>Ensayos NDT</u></b></p> <p>Técnicas basada en principios: electroquímicos, impedancia espectroscópica, resistividad eléctrica, aislamiento eléctrico, parámetros dinámicos, termografía, georadar, ultrasonido, radiometría, emisión acústica, sensores magnéticos, difracción, mapeo potencial</p>	<p>Berardo, Dorio (1998); Bosch, Moons, Zheng, Bogaerts (2001); Snyder, Ferraris, Casas J. R. (2001); Martys, Garboczi (2000); Cella, Taylor(2000); Ayats, Gnagi, Elsener (2003); Pavlakovic, Lowe, Cawley (1998); Andrade, Martínez, Rodríguez, Jiménez (2000); Araiza (2003); <b>Cordero (2000)</b></p>	<p><i>En el anexo B se presentan los trabajos realizados por la autora de esta tesis, en el trabajo de investigación de su tesis de Master e inicio de la doctoral</i></p>

## **2.6. CONCLUSIONES**

De toda la bibliografía revisada para estudiar el problema de la corrosión por cloruros en hormigón pretensado se ha puesto de manifiesto, aún, una gran carencia en lo que respecta al entendimiento del fenómeno, a la interacción entre las distintas áreas que comprenden este proceso químico y, por último y consecuencia de todo lo anterior, la falta de modelos de diseño de estructuras nuevas y de evaluación de estructuras en servicio que tengan en cuenta este problema de durabilidad.

Por estos motivos, en este trabajo se propone obtener un estudio detallado de cada material que compone el hormigón pretensado y, de esta forma, desarrollar una propuesta de modelo de vida útil que estima cada tiempo de ingreso de los iones cloruro en cada uno de estos materiales, siendo un modelo que se asemeje a lo que ocurre en la realidad.



# Capítulo 3

## PROGRAMA EXPERIMENTAL: HORMIGONES Y MORTEROS DE INYECCIÓN

### 3.1. INTRODUCCIÓN

En el primer capítulo de esta tesis se plantearon los objetivos principales de este trabajo de investigación, uno de los cuales es estudiar la velocidad de degradación del hormigón pretensado frente a un ataque de corrosión por cloruros. En este capítulo se presenta el desarrollo experimental realizado con hormigones y morteros de inyección de vainas para estudiar el coeficiente de difusión, los mapas de cloruros y obtener la velocidad de ingreso del ion cloro en ambos materiales.

Para alcanzar este objetivo se realizaron probetas cúbicas de hormigón y probetas prismáticas de mortero que fueron sometidas a una solución de cloruro de sodio al 15%, con períodos de humedad y secado. Posteriormente, y transcurridos distintos tiempos de ataque químico, se retiraba una probeta de cada material para realizar ensayos

mecánicos y químicos. De esta forma se estudió el ingreso del ión cloro en estos materiales.

Este capítulo se organiza de la siguiente forma: en primer lugar, se presenta un breve resumen sobre la durabilidad del hormigón, luego las campañas experimentales realizadas por nosotros, posteriormente se presentan y analizan los resultados obtenidos, para, finalmente, exponer las conclusiones de este estudio.

### **3.2. DURABILIDAD DEL HORMIGÓN**

La durabilidad de una estructura de hormigón a menudo viene determinada por la velocidad a la que el hormigón se descompone como resultado de una reacción química. En todas estas reacciones, las sustancias agresivas (iones y moléculas) se trasladan de algún lugar, principalmente desde el ambiente, hasta encontrar la correspondiente sustancia reactiva en el hormigón. No obstante, incluso si la sustancia agresiva ya está presente en el hormigón, tal sustancia ha de ser transportada hasta donde se encuentra el producto reactivo para que puedan combinarse; es decir, si no hay transporte, no hay reacción (GEHO, 1993).

Son importantes tanto el transporte de gases, de agua y de agentes agresivos disueltos como los mecanismos de creación de enlaces entre dichos agentes. La velocidad, extensión y efecto del transporte, así como los mecanismos de enlace, están muy influidos por la estructura de poros, la forma y el micro-clima que rodea la superficie del hormigón. En este contexto, la estructura de los poros abarca tanto el tipo de poros como la distribución del tamaño de los mismos (GEHO, 1993).

La estructura de los poros y la configuración de las fisuras, así como el contenido de agua en los mismos, son factores que determinan la permeabilidad del hormigón que, a su vez, controla la penetración de las sustancias y gases disueltos. La velocidad de estos procesos de transporte depende considerablemente del mecanismo de transporte (GEHO, 1993).

### **3.3. MECANISMOS DE TRANSPORTE**

Existen básicamente 4 mecanismos de transporte de fluidos en un hormigón: succión capilar, difusión, permeabilidad y una combinación de succión y permeabilidad conocida como efecto “mecha”.

La *succión capilar* se produce cuando un hormigón seco se pone en contacto con un líquido, en nuestro caso, agua con iones cloro disueltos. El efecto de la tensión capilar provoca un ingreso rápido del agua dentro del hormigón, tanto mayor cuanto peor sea la calidad del hormigón del recubrimiento. Obviamente, para un hormigón saturado su capacidad de adsorción capilar es nula.

El transporte de un fluido está controlado por la *permeabilidad* del hormigón cuando existe una diferencia de presión hidráulica entre dos secciones adyacentes que provoca o induce un movimiento del fluido. Por lo cual, cuanto menos poroso sea el hormigón, tendrá mayor resistencia y, si ha tenido un buen curado, será menos permeable. Es condición necesaria que ambas caras del hormigón estén en contacto con el fluido para poder considerar que el mecanismo de transporte es la permeabilidad.

El transporte de una solución puede producirse por diferencias de concentración entre dos zonas adyacentes, es decir, en una zona del hormigón la concentración es mayor que en otra. Esto genera un movimiento desde la zona más concentrada, intentando establecer un equilibrio. Este tipo de proceso se conoce como *difusión*, y es bastante lento. Un ejemplo típico es el ingreso de CO<sub>2</sub> desde la atmósfera, provocando la carbonatación del hormigón.

La cuarta forma de transporte combina los dos últimos fenómenos. Por la cara “húmeda” ingresa el fluido, controlado por la permeabilidad del material. Por la cara opuesta, en contacto con el aire, se evapora agua y existe una zona intermedia, en el interior del material, donde se producen meniscos que aceleran el proceso de transporte. La evaporación en la superficie “seca” acelera el ingreso de fluido desde la parte “húmeda” y, por analogía, se lo denomina “efecto mecha”. Este procedimiento es más rápido que el transporte por difusión y que el controlado por la permeabilidad, aunque es más lento que por succión capilar.

Dependiendo de las condiciones de exposición del hormigón y su contenido de humedad, prevalecerá un mecanismo u otro, cambiando la velocidad de ingreso del fluido en el material y alterando la duración del período de “incubación” del deterioro (Fernández Luco, 2000).

### **3.4. PENETRACIÓN DE CLORUROS EN EL HORMIGÓN**

Los iones cloruro pueden penetrar a través de los poros hacia el interior del hormigón, este proceso de difusión pueden ocurrir con los poros total o parcialmente llenos de agua.

El cemento posee una cierta capacidad física y química de combinarse con los iones cloruro (Sal de Fridell), dependiendo de la concentración de éstos en la fase acuosa de los poros. Sin embargo, no todos los cloruros pueden combinarse. Por el contrario, siempre existe un equilibrio de disolución entre cloruros combinados y los iones libres en dicha fase acuosa. A los efectos de la corrosión de las armaduras, sólo importan éstos últimos. Pero es importante observar que, después de la carbonatación, los cloruros combinados se liberan de nuevo, por lo que el contenido en cloruros de la fase acuosa de los poros y, por consiguiente, el riesgo de corrosión causado por éstos aumenta considerablemente.

Como resultado del proceso de difusión, la concentración de cloruros decrece desde la superficie hacia el interior del hormigón. En una estimación aproximada, puede suponerse que la profundidad de penetración sigue una ley proporcional a la raíz cuadrada del tiempo (Bamforth, P.B., 1993, 1995).

Los ciclos de humectación y desecación de la superficie del hormigón con agua conteniendo cloruros producen un aumento de éstos en la capa superficial. Al principio del período de humectación, una cantidad relativamente elevada de agua conteniendo cloruros penetra en el hormigón por succión capilar. Durante el período de secado, el agua se evapora y los cloruros permanecen en el hormigón. Este proceso puede causar un elevado aumento en cloruros en la zona de secado y humectación del hormigón. Por lo tanto, con respecto a la penetración de cloruros en el hormigón, los factores principales son la profundidad de penetración de agua en el hormigón y la permeabilidad de la capa superficial, todo ello en relación con el espesor del recubrimiento de hormigón (K. Hong, R.D. Hooton, 1999).

La presente investigación tiene por objetivo obtener la velocidad de ingreso de los iones cloruro mediante una combinación de todos los mecanismos de transporte, arriba descritos, para estudiar las situaciones más desfavorables a las que puede estar sometida una estructura real.

### 3.5. DESCRIPCIÓN DEL MONTAJE DE LOS ENSAYOS

Esta campaña está dividida en dos partes, una se realizó con 20 probetas cúbicas de hormigón y, otra, con 20 probetas de mortero del tipo que se usa en la inyección de vainas adherentes.

#### 3.5.1. PROBETAS DE HORMIGÓN

Se fabricaron 20 probetas cúbicas de 100\*100 mm y 12 probetas cilíndricas de 150\*300 mm. La dosificación del hormigón H35, se ve en la tabla 3.1:

Tabla 3.1: Dosificación del hormigón

Componente	Dosificación por m <sup>3</sup>
Arena 0/2	250 kg
Arena 0/5	840 kg
Grava 5/12	825 kg
Superfluidificante Daracem 205	3,25 lts.
Cemento CEM I / 42.5R	325 kg
Agua	185 lts
Relación a/c	0,45
Cono inmediato al amasado	11,5 cm

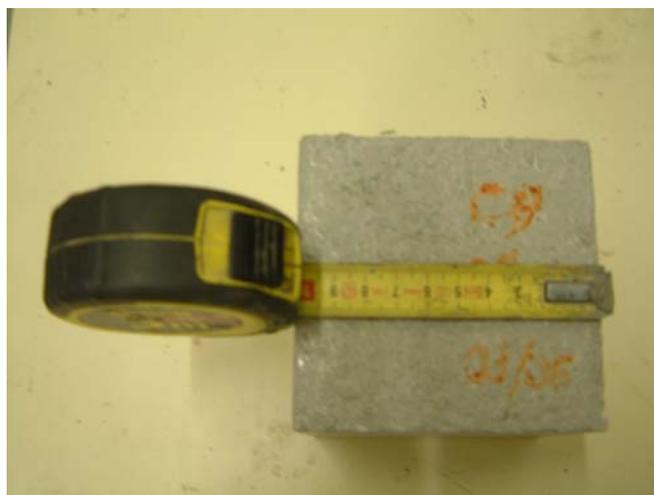


Figura 3.1: Probetas cúbicas de hormigón

Las probetas cilíndricas se ensayaron a 7, 14, 28, 450 días para obtener su resistencia a compresión, también se hicieron ensayos para obtener el módulo de elasticidad (Figura 3.2), de esta forma se tenía caracterizado mecánicamente el hormigón utilizado (Tabla 3.2).



Figura 3.2: Ensayo para obtener el módulo de elasticidad

Tabla 3.2: Características mecánicas del hormigón H35

Probetas de Hormigón	Resistencia (MPa)				Modulo de Elasticidad (MPa)
	7 días	14 días	28 días	450 días	
PH1	33.65	37,75	38.36	56.77	392722.85
PH2	34.12	38,01	39.10	57.56	
PH3	33.64	36,45	37.86	55.37	

### 3.5.2. PROBETAS DE MORTERO

Se fabricaron 20 probetas prismáticas de 40\*40\*160 mm, se utilizó un producto ampliamente difundido en el uso de inyecciones de vainas, anclajes y fisuras. Se lo comercializa con el nombre CONBEXTRA CB, FOSROC EUCO S.A..

La dosificación utilizada se realizó según las instrucciones del fabricante. La proporción de agua necesaria para el amasado depende de la consistencia requerida en cada caso según la siguiente tabla:

Tabla 3.3: Dosificación de probetas de mortero

Consistencia de la mezcla	Agua aproximada(l/saco 25kg)
Plástica	4
Colable	4,5

La consistencia colable es la de uso más frecuente en anclajes e inyecciones, por lo cual es la que se utilizó en las probetas prismáticas (Figura 3.3).



Figura 3.3: Probetas prismáticas de mortero de inyección

Se mezcló el producto CONBEXTRA CB con agua en una amasadora mecánica de paletas. Primero, se colocaron  $\frac{3}{4}$  partes del agua de amasado necesaria en la amasadora. A continuación y con la amasadora en movimiento se vertió lenta y continuamente el contenido del envase de CONBEXTRA CB. Se mantuvo batiendo la mezcla durante unos tres minutos, a continuación y sin parar la amasadora se añadió el agua restante y continuo mezclando durante dos minutos más (Figura 3.4).



Figura 3.4: Amasado de la mezcla para las probetas de mortero

Las probetas se ensayaron a los 7, 14, 28 y 450 días a compresión y a flexión (Figura 3.5) para tener las características mecánicas del material (Tabla 3.4).



Figura 3.5: Ensayo de flexión

Tabla 3.4: Características mecánicas del mortero de inyección para pretensado adherente

Probetas de Mortero	Resistencia a flexión (MPa)			
	7 días	14 días	28 días	450 días
PM1	3.12	3.23	4.53	6,86
PM2	3.03	3.99	5.05	7,34
PM3	3.33	4.68	5.20	8,11
Probetas de Mortero	Resistencia a compresión (MPa)			
	7 días	14 días	28 días	450 días
PM1/1	58.94	61.08	66.11	94.87
PM2/1	65.37	67.74	73.57	116.62
PM1/2	52.64	64.55	69.11	110.04
PM2/2	55.06	67.06	75.05	114.54
PM1/3	58.78	70.91	78.78	116.37
PM2/3	60.30	62.49	68.55	108.34

### 3.5.3. PREPARACIÓN DE LAS PROBETAS

Todas las probetas se curaron durante 28 días en una cámara húmeda. Luego para asegurar que estuviesen completamente secas se realizó su secado superficial para luego dejarlas en una cámara climática durante otros 28 días, con temperatura de 20°C y humedad relativa 50%. Las probetas eran pesadas casi diariamente hasta que llegaron a un peso constante, para garantizar que habían perdido toda la humedad (Tablas 3.5 y 3.6). El objetivo de asegurar el secado de las mismas era garantizar la entrada de los iones cloruro por succión capilar.

Tabla 3.5: Pérdida de peso de las probetas de mortero

Fecha:	17/06/2003	18/06/2003	19/06/2003	20/06/2003	23/06/2003	25/06/2003	26/06/2003	30/06/2003	03/07/2003
Probeta	Peso								
(referencia)	(gr)								
Tiempo	1	2	3	4	7	9	10	14	18
9	570.5	569.0	568.0	567.5	566.5	566.0	565.5	565	565.0
10	578.0	575.5	575.0	574.5	573.5	573.0	572.5	572	571.5
11	563.5	561.5	561.0	560.5	559.5	558.5	558.5	558	557.5
12	583.5	582.5	581.5	581.0	580.0	579.5	579.5	578.5	578.5
13	575.0	573.0	572.5	572.0	571.0	570.5	570.5	570	569.5
14	566.0	563.0	563.0	562.0	561.5	561.0	561.0	560.5	560.0
15	565.5	563.0	562.5	562.0	561.0	560.5	560.5	560	560.0
16	573.0	570.5	570.0	569.5	568.5	568.5	568.0	567.5	567.5
17	571.0	569.0	568.5	567.5	567.0	566.5	566.0	565.5	565.0
18	576.0	573.5	573.5	573.0	572.0	571.5	571.5	570.5	570.0
20	571.5	569.5	569.0	568.0	567.0	566.5	566.5	565.5	565.5
21	574.0	572.0	571.5	571.5	570.5	570.0	569.5	569	569.0
22	577.5	575.0	574.5	568.5	573.0	572.5	572.5	571.5	571.5
23	572.5	569.5	569.5	570.5	567.5	566.5	566.5	566	565.0
24	574.0	571.5	571.0	577.0	569.5	569.0	569.0	568	567.5
25	580.5	578.5	578.0	575.5	576.5	575.5	575.5	574.5	574.5
26	578.5	577.0	576.0	575.5	575.0	574.0	574.0	573.5	573.0
28	574.0	572.0	571.0	570.0	569.5	569.0	568.5	568	568.0
31	581.5	579.5	579.5	578.5	578.0	576.5	576.5	576	575.5
32	568.0	566.0	565.5	565.0	564.0	563.0	563.0	562.5	562.0
33	573.0	570.5	570.0	570.0	569.0	568.0	568.0	567.5	567.0

Tabla 3.6: Pérdida de peso de las probetas de mortero

Fecha:	04/06/2003	10/06/2003	16/06/2003	17/06/2003	18/06/2003	19/06/2003	20/06/2003	23/06/2003	25/06/2003	26/06/2003	30/06/2003	03/07/2003
Probeta	Peso											
(ref.)	(gr)											
Tiempo	1	6	12	13	14	15	16	19	21	22	26	30
Nº 20	2353.5	2370.0	2330.5	2330.0	2329.0	2328.0	2327.0	2325.0	2323.5	2323.0	2320.5	2319.0
Nº 19	2335.0	2350.5	2311.5	2311.5	2310.0	2309.5	2308.5	2306.0	2305.5	2305.0	2302.5	2301.0
Nº 18	2373.0	2386.5	2346.0	2345.5	2345.0	2344.0	2343.0	2341.5	2339.5	2339.0	2336.5	2335.0
Nº 17	2369.0	2384.5	2344.5	2344.5	2344.0	2342.5	2342.0	2340.5	2339.0	2338.5	2336.5	2335.0
Nº 16	2382.5	2400.0	2360.0	2360.0	2359.0	2357.5	2357.0	2355.5	2353.5	2353.0	2350.5	2349.5
Nº 15	2373.5	2387.5	2347.5	2347.0	2346.0	2345.0	2344.0	2342.5	2341.0	2340.5	2338.0	2337.0
Nº 14	2382.5	2398.5	2359.5	2359.0	2358.0	2357.0	2356.0	2354.5	2353.0	2352.0	2350.0	2349.0
Nº 13	2366.0	2380.5	2343.0	2342.5	2341.5	2340.5	2340.0	2338.0	2336.5	2336.0	2333.5	2332.5
Nº 12	2378.5	2392.0	2353.0	2352.5	2352.0	2351.0	2350.5	2348.0	2346.0	2345.5	2343.0	2342.0
Nº 11	2395.0	2408.0	2370.0	2370.0	2369.0	2368.0	2367.5	2365.5	2364.5	2363.5	2361.5	2360.0
Nº 10	2369.5	2381.0	2344.0	2343.5	2343.0	2342.0	2341.0	2339.0	2337.5	2337.0	2335.0	2333.5
Nº 09	2384.5	2398.5	2362.5	2362.0	2361.0	2360.0	2359.5	2357.0	2355.5	2355.0	2352.5	2351.5
Nº 08	2369.0	2381.5	2342.5	2342.0	2341.5	2341.0	2340.0	2338.0	2336.0	2335.5	2333.0	2331.5
Nº 07	2350.0	2366.0	2328.5	2328.0	2327.0	2326.0	2325.0	2322.5	2321.0	2320.0	2317.0	2316.5
Nº 06	2348.0	2362.0	2324.0	2323.5	2323.0	2322.0	2321.0	2319.5	2317.5	2317.0	2315.0	2313.5
Nº 05	2344.0	2356.0	2320.5	2320.0	2319.5	2318.5	2318.0	2316.0	2314.5	2314.0	2311.5	2310.5
Nº 04	2367.0	2383.0	2345.5	2345.0	2344.0	2343.0	2342.0	2340.0	2338.0	2337.5	2335.0	2334.0
Nº 03	2389.0	2402.0	2364.0	2363.5	2362.5	2360.5	2360.0	2358.0	2356.5	2356.0	2353.5	2352.0
Nº 02	2366.5	2380.5	2344.0	2343.0	2342.5	2341.0	2340.5	2338.0	2336.0	2335.5	2333.0	2331.5
Nº 01	2366.0	2375.5	2340.0	2339.5	2339.0	2337.5	2337.0	2335.0	2334.0	2333.0	2331.0	2330.0

Posteriormente, se procedió a pintar 4 caras de cada probeta con una resina epoxy. De esta manera se aseguraba una única dirección de ataque, facilitando el mecanismo de transporte conocido como “efecto mecha”, donde se combina permeabilidad (diferencia de presión hidráulica entre dos secciones adyacentes) y difusión (transporte por diferencia de concentración entre dos zonas adyacentes) (Figura 3.6).

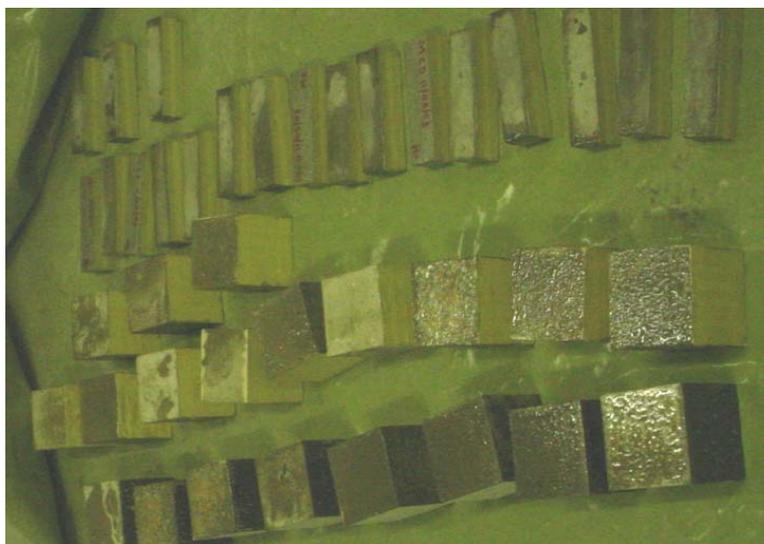


Figura 3.6: Probetas con 4 caras pintadas con resina epoxy

#### **3.5.4. SOLUCIÓN DE CLORURO DE SODIO**

En la bibliografía se ha encontrado una gran cantidad de concentraciones utilizadas en los ensayos realizados pero, en general, no se encuentra el motivo por el cual son elegidas (Hong, K., Hooton, R.D., 1999; Okada, K., Kobayashi, K., Miyagawa, T., 1988; U. Scheneider, S. W. Chen, 1997; Schießl Peter, Moersch J., Wiegink KH, 1994; Pfeifer D.W., Landgren J.R., Perenchio W., 1986, etc.).

Por este motivo, se decidió establecer como criterio obtener la máxima concentración de cloruro de sodio que podía tener el agua sacada de la red de suministro local de la Universidad Politécnica de Cataluña, o sea llegar al punto de saturación de la misma.

Los ensayos consistieron en llenar una probeta de ensayo de 1000 ml con agua de la red sanitaria, luego se agregaba una concentración conocida de cloruro de sodio, comenzando por 3% hasta 17% respecto del agua. Una vez que se colocaban las sales se dejaba reposar 10 minutos, para ver si se producía la decantación del cloruro.

Este procedimiento se repitió para 3%, 5%, 7%, 10%, 12%, 15%, 17%, y se observó que, para las características del agua y de las sales que se utilizaban, a partir del 17% se comenzaba con la decantación del cloruro de sodio. Por lo tanto se eligió una

concentración del 15% de cloruro de sodio respecto del agua, con lo que se asegura tener el máximo ataque acelerado para las probetas, sin tener el problema de que las sales sedimenten y no lograr el ataque deseado. Este valor es 5 veces la concentración que tiene el mar Mediterráneo (Pfeifer, Landgren & Perenchio, August 1986).

La concentración se mantuvo constante durante la duración de toda la campaña experimental. Semanalmente se tomaba una muestra del agua y el control de la concentración del ion cloruro, en peso, se realizaba mediante potenciometría.

### **3.5.5. DISPOSITIVO PARA EL ATAQUE QUÍMICO**

Como se ha explicado en párrafos anteriores, someter a las probetas a ciclos de humedad-secado con la solución de ataque acelera la velocidad de penetración de los iones cloro dentro del material (K. Hong & R.D. Hooton, 1999). Por este motivo, se eligieron ciclos de humedad de 6 horas y ciclos de secado de 78 horas, debido a que el proceso de secado es más lento que su humectación.

Para asegurar que se cumpliesen estos ciclos durante los 14 meses que duró esta campaña experimental, se montó un dispositivo especialmente diseñado para funcionar en forma automática mediante un temporizador programable.

Todas las probetas: mortero y hormigón se colocaron en un mismo contenedor de ataque asegurando el mismo ataque durante la duración del ensayo y con idénticas condiciones de humedad y temperatura. Todo el dispositivo estaba montado dentro de una cámara climática que se mantuvo con una temperatura de 20°C y humedad relativa del 50% (Figura 3.7).

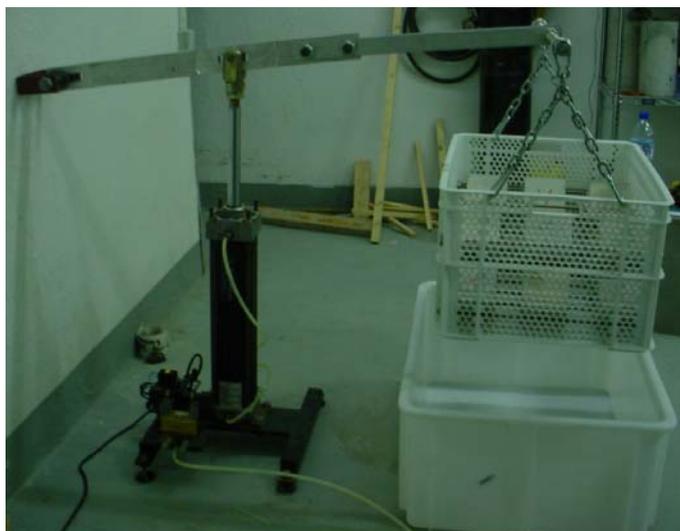


Figura 3.7: Dispositivo de ataque de las probetas

### 3.6. ENSAYOS QUÍMICOS

El objetivo de estos ensayos era medir la velocidad de entrada de los iones dentro de la masa de las probetas, la profundidad de penetración y la concentración de los iones cloruros en estas profundidades.

Mensualmente, se sacaba una probeta de hormigón y una de mortero para ser ensayadas. Se realizaron dos tipos de ensayos, uno cuantitativo (potenciometría) y uno cualitativo (colorimetría). Con el método colorimétrico se obtenía en forma cualitativa la profundidad de ingreso de los iones en las probetas, y con esta referencia, se sacaban muestras para aplicar el método de potenciometría para obtener la concentración de cloruros libres que hay en esas profundidades.

Para alcanzar este objetivo las probetas se partían en su sección media y cada mitad era utilizada para un ensayo.

Las probetas de hormigón se partían en dirección perpendicular al ingreso del ataque, en la prensa IBERTEST del Laboratorio de Estructuras, utilizando dos semicírculos metálicos para concentrar la carga en el eje central de la probeta (Figura 3.8).



Figura 3.8: Método para partir en dos mitades las probetas de hormigón

Las probetas de mortero se partían también en dirección perpendicular al ingreso de la solución, mediante el ensayo de flexión en la Prensa IBERTEST del Laboratorio de Estructuras (Figura 3.9).



Figura 3.9: Método para partir las probetas de mortero

### 3.6.1. MÉTODO COLORIMÉTRICO

Este es un método cualitativo para determinar la profundidad de ingreso del ion cloruro dentro de la masa de hormigón y mortero de inyección (Otsuki, 19924; Collepari, 1995; Meck, 2003).

En la cara atacada de la mitad de probeta partida se colocaba 0.1N de nitrato de plata ( $\text{AgNO}_3$ ), para evaluar la profundidad de penetración de los cloruros mediante la coloración que adquiere el hormigón y el mortero de inyección en los sectores contaminados y no contaminados. Si la zona esta atacada adquiere una tonalidad blanquecina, mientras que la zona sin ataque no sufre variación de color (Figura 3.10).



Figura 3.10: Probetas con nitrato de plata (Colorimetría)

### 3.6.2. MÉTODO POTENCIOMÉTRICO

Para determinar el contenido de cloruros libres en el hormigón y en el mortero se utilizó el método potenciométrico (Norma UNE 80213 EX, 1999).

De la mitad restante de las probetas cortadas se tomaron muestras en forma perpendicular a la superficie atacada (Figura 3.11), a distintas profundidades según lo que se había observado en el método colorimétrico. En las probetas de hormigón las extracciones se realizaron con una broca  $\phi = 4$  mm y en caso de las probetas de mortero, con una de  $\phi = 3$  mm.

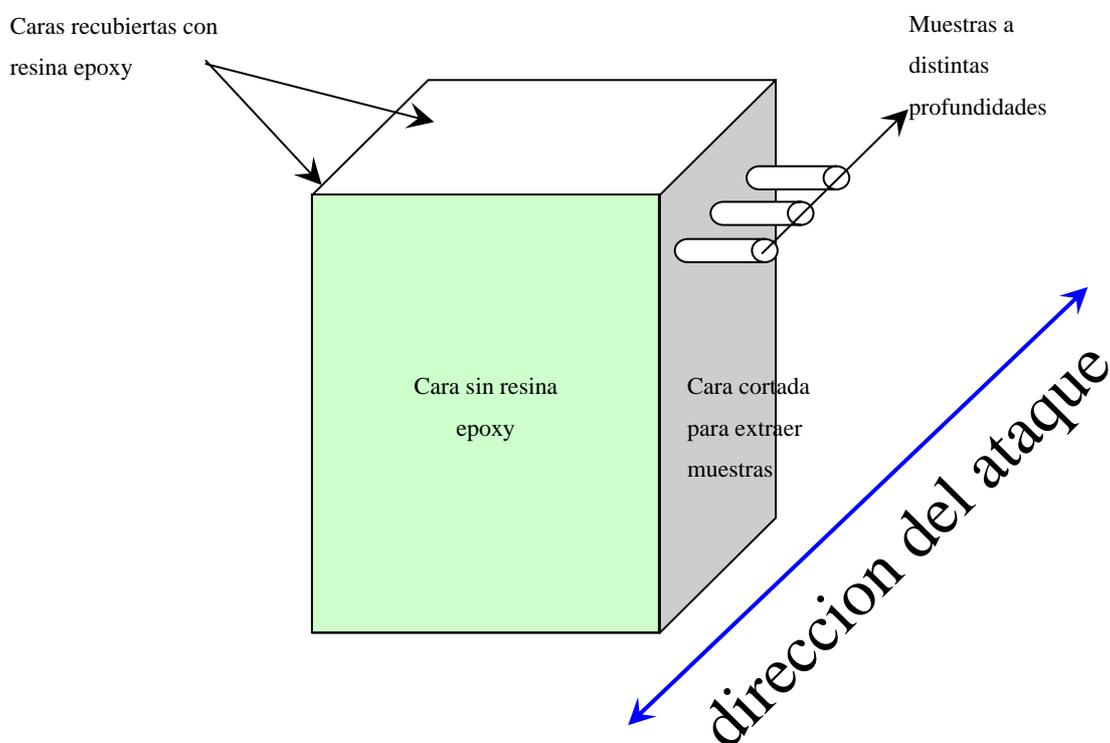


Figura 3.11: Esquema de la toma de muestras

El ensayo se realizó, en el caso del hormigón obteniendo muestras en polvo a distintas profundidades. La toma de muestra se incrementó en función del avance de los cloruros. Inicialmente, de las probetas de hormigón se extraían muestras de la superficie, 10mm, 20mm, y a partir del tercer mes se extraían hasta los 50mm. En el caso del mortero, se comenzaron las extracciones en la superficie y a los 5mm, y a partir del décimo mes se extraía también a los 10mm (Figura 3.12).



Figura 3.12: Extracción de muestras en las probetas

Una vez que se obtenían las muestras se secaban a una temperatura de  $(105 \pm 5) ^\circ\text{C}$ , según Norma UNE 80220. Se pesaba  $(5 \pm 0.5)$  gr. de la muestra y se colocaban en un vaso de 250 ml. Se le añadían 50ml de agua y a continuación, agitando siempre con un agitador de vidrio, 50ml de ácido nítrico diluido (1+2); luego se calentaba la disolución hasta ebullición, y se la mantenía durante un minuto (Figura 3.13)



Figura 3.13: Disolución calentada hasta ebullición

Durante todo el tiempo se cubrió el vaso con un vidrio de reloj para evitar la pérdida de cloruros por volatilización.

Luego, se filtró sobre papel de filtro fino (diámetro del poro aproximadamente  $2 \mu\text{m}$ ), se lavó el filtro 2 veces con ácido nítrico diluido (1+100) (Figura 3.14)



Figura 3.14: Filtrado de las muestras

Se unió el filtrado y las aguas de lavado en un vaso de 200ml. Se dejó enfriar la disolución hasta una temperatura inferior a 25°C, y se enrasó el volumen faltante a 200ml con agua destilada.

Una vez fría la disolución, se le añadió 2ml de disolución de cloruro de sodio 0.05N, medidos en una pipeta. Luego, se colocó el vaso sobre un agitador magnético y se introdujo, cuidadosamente, en el líquido una barra magnética revestida de teflón, previamente lavada. Se sumergió en el líquido el electrodo selectivo de cloruros y se ponía en funcionamiento el magnetoagitador. Se añadió, lentamente y desde una microbureta la disolución de  $\text{AgNO}_3$  0.05N y se anotaba el valor de potencial (mV) leído en el potenciómetro.

Se continuó con las adiciones de  $\text{AgNO}_3$  0.05N hasta acercarse al punto de equivalencia, de tal manera que aumentan los incrementos de potencial. Si nos pasábamos del punto equivalencia las variaciones de potencial, disminuían. Este procedimiento se repetía hasta que el valor del potencial permaneciera casi constante.

### 3.7. RESULTADOS

Los parámetros que son fundamentales para la predicción de la durabilidad de un estructura son:  $C_{sa}$ , contenido de cloruros en la superficie,  $D_a$ , coeficiente de difusión aparente y  $c$ , recubrimiento dejado para las armaduras. Con estos datos se puede

calcular el contenido de cloruros en el hormigón o en el mortero de inyección a una determinada profundidad en un tiempo dado.

En el caso de esta investigación, se midieron todos los parámetros referidos a las concentraciones en distintas profundidades y tiempos, el objetivo era obtener el valor del coeficiente de difusión para un hormigón H35, y para los morteros utilizados en la inyección de las vainas de pretensado.

A continuación se muestran los resultados obtenidos del ensayo de potenciometría tanto para los hormigones como para los morteros (Tabla 3.7 y 3.8).

El tiempo que se tomó como inicial es a los 15 días de haberse colocado en la solución de ataque, por lo cual se toma  $t_0 = 0$ , cuando en realidad las probetas tenían 60 días desde su amasado (tiempo de curado + tiempo de secado + tiempo de ataque).

### Hormigón

Tabla 3.7: Muestras de hormigón con cloruros libres a distintas profundidades

MUESTRA	TIEMPO (días)	PROF.	x (mm)	Cont cl- (%)
H-09/10/03	0	Sup.	0	3.53
H-09/10/03	0	10mm	10	0.55
H-09/10/03	0	20mm	20	0.26
H-09/10/03	0	30mm	30	0.08
H-23/10/03	15	Sup.	0	2.97
H-23/10/03	15	10mm	10	0.66
H-23/10/03	15	20mm	20	0.31
H-23/10/03	15	30mm	30	0.22
H-29/10/03	30	Sup.	0	2.53
H-29/10/03	30	10mm	10	0.72
H-29/10/03	30	20mm	20	0.47
H-29/10/03	30	30mm	30	0.15
H-06/11/03	45	Sup.	0	1.78
H-06/11/04	45	10mm	10	0.67
H-06/11/05	45	20mm	20	0.25
H-06/11/06	45	30mm	30	0.08
H-20/11/03	60	Sup.	0	1.38
H-20/11/03	60	10mm	10	0.43
H-20/11/03	60	20mm	20	0.23
H-20/11/03	60	30mm	30	0.29
H-04/12/03	75	Sup.	0	1.54
H-04/12/03	75	10mm	10	1.11
H-04/12/03	75	20mm	20	0.57
H-04/12/03	75	30mm	30	0.33
H-04/12/03	75	40mm	40	0.3
H-04/12/03	75	50mm	50	0.17
H-18/12/03	90	Sup.	0	1.6
H-18/12/03	90	10mm	10	0.75
H-18/12/03	90	20mm	20	0.53
H-18/12/03	90	30mm	30	0.46
H-18/12/03	90	40mm	40	0.31
H-18/12/03	90	50mm	50	0.39
H-15/01/04	105	Sup.	0	1
H-15/01/04	105	10mm	10	0.91
H-15/01/04	105	20mm	20	0.52
H-15/01/04	105	30mm	30	0.41
H-15/01/04	105	40mm	40	0.42
H-15/01/04	105	50mm	50	0.36

Tabla 3.7: Muestras de hormigón con cloruros libres a distintas profundidades (2)

MUESTRA	TIEMPO (días)	PROF.	x (mm)	Cont cl- (%)
H-29/01/04	120	Sup.	0	1.11
H-29/01/04	120	10mm	10	0.86
H-29/01/04	120	20mm	20	0.7
H-29/01/04	120	30mm	30	0.48
H-29/01/04	120	40mm	40	0.33
H-29/01/04	120	50mm	50	0.34
H-26/02/04	150	Sup.	0	1.3
H-26/02/04	150	10mm	10	1.01
H-26/02/04	150	20mm	20	0.76
H-26/02/04	150	30mm	30	0.51
H-26/02/04	150	40mm	40	0.37
H-26/02/04	150	50mm	50	0.41
H-26/03/04	180	Sup.	0	1.76
H-26/03/04	180	10mm	10	1.07
H-26/03/04	180	20mm	20	0.91
H-26/03/04	180	30mm	30	0.68
H-26/03/04	180	40mm	40	0.64
H-26/03/04	180	50mm	50	0.62
H-22/04/04	210	Sup.	0	1.58
H-22/04/04	210	10mm	10	1.07
H-22/04/04	210	20mm	20	0.92
H-22/04/04	210	30mm	30	0.82
H-22/04/04	210	40mm	40	0.81
H-22/04/04	210	50mm	50	0.61
H-26/05/04	240	Sup.	0	1.33
H-26/05/04	240	10mm	10	1.06
H-26/05/04	240	20mm	20	0.88
H-26/05/04	240	30mm	30	0.8
H-26/05/04	240	40mm	40	0.65
H-26/05/04	240	50mm	50	0.67
H-25/06/04	270	Sup.	0	1.87
H-25/06/04	270	10mm	10	1.02
H-25/06/04	270	20mm	20	0.83
H-25/06/04	270	30mm	30	0.77
H-25/06/04	270	40mm	40	0.67
H-25/06/04	270	50mm	50	0.65
H-27/07/04	300	Sup.	0	5.93
H-27/07/04	300	10mm	10	1.16
H-27/07/04	300	20mm	20	1.29
H-27/07/04	300	30mm	30	1.08
H-27/07/04	300	40mm	40	1.1
H-27/07/04	300	50mm	50	0.66
H-24/08/04	330	Sup.	0	1.21
H-24/08/04	330	10mm	10	1.08
H-24/08/04	330	20mm	20	0.97
H-24/08/04	330	30mm	30	0.85
H-24/08/04	330	40mm	40	0.82
H-24/08/04	330	50mm	50	0.76
H-25/09/04	360	Sup.	0	1.21
H-25/09/04	360	10mm	10	1.08
H-25/09/04	360	20mm	20	0.97
H-25/09/04	360	30mm	30	0.85
H-25/09/04	360	40mm	40	0.82
H-25/09/04	360	50mm	50	0.76
H-25/10/04	390	Sup.	0	1.21
H-25/10/04	390	10mm	10	1.08
H-25/10/04	390	20mm	20	0.97
H-25/10/04	390	30mm	30	0.85
H-25/10/04	390	40mm	40	0.82
H-25/10/04	390	50mm	50	0.76

Como se puede observar, los valores de concentración en la superficie son bastante dispersos (Figura 3.15). Esto se debe a que en algunos de los periodos de secado las probetas presentaban gruesas capas de sales adheridas, que eran retiradas antes de realizar las extracciones, pero esto no aseguraba que los poros no estuviesen saturados con ella.

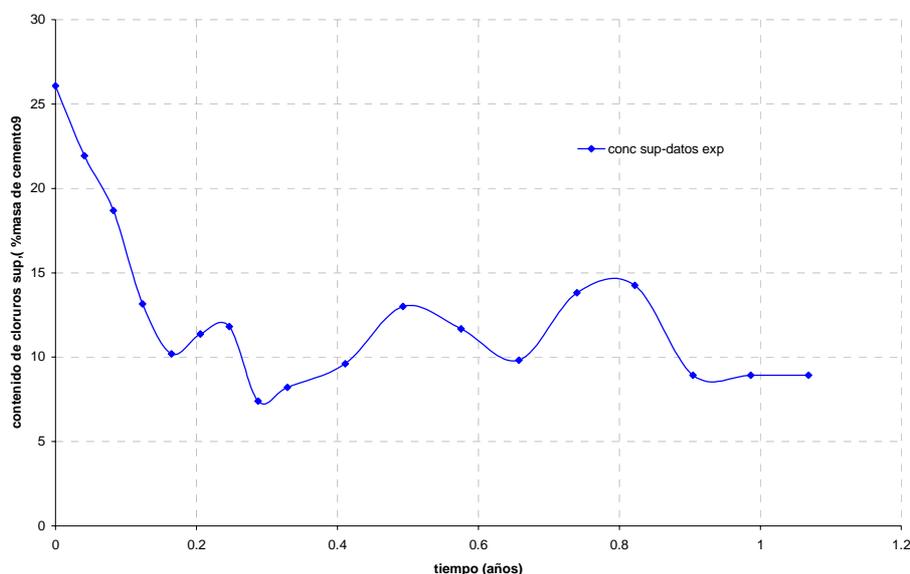


Figura: 3.15: Contenido de cloruros superficiales experimentales en el tiempo

Por esta dispersión obtenida, y según lo encontrado en la bibliografía ya presentada en el Capítulo 2, no se tendrán en cuenta los valores obtenidos experimentalmente, sino que la concentración superficial se calculará según la 2ª Ley de Fick (Collepari, 1970; Tuttii, 1982; Mejlbro, 1996) donde se la considera un valor constante en el tiempo.

A continuación se presentan los valores calculados de la concentración superficial y la constante de difusión, sin los desarrollos matemáticos que ya se explicaron en el capítulo del estado del conocimiento según lo expuesto en el apartado anterior (L Mejlbro, 1998).

$$D_a = D_{aex} \left( \frac{t}{t_{ex}} \right)^\alpha = 593.7767477 \left( \frac{\text{mm}^2}{\text{año}} \right)$$

$$C_{sa} = C_i + S[(t - t_{ex})D_a]^p = 11.9426229(\% \text{masa cemento})$$

Donde:

S y p: son constantes que dependen del medio ambiente y del tipo de cemento

D<sub>a</sub>: es el coeficiente de difusión de cloruros aparente

$t$ : tiempo medido desde el comienzo del ataque hasta el momento de inspección (años)

$t_{ex}$ : tiempo en que comenzó la exposición al ataque (años)

$C_i$ : contenido de cloruros inicial en el hormigón

$D_{aex}$ : es el valor del coeficiente de difusión en el tiempo  $t_{ex}$

El valor que se obtiene de la ecuación  $C_{sa}$  coincide aproximadamente con el valor promedio de las concentraciones experimentales, como se observa en la figura 3.15.

A continuación se presenta los perfiles y mapa de cloruros para las distintas profundidades durante el tiempo de exposición al ataque.

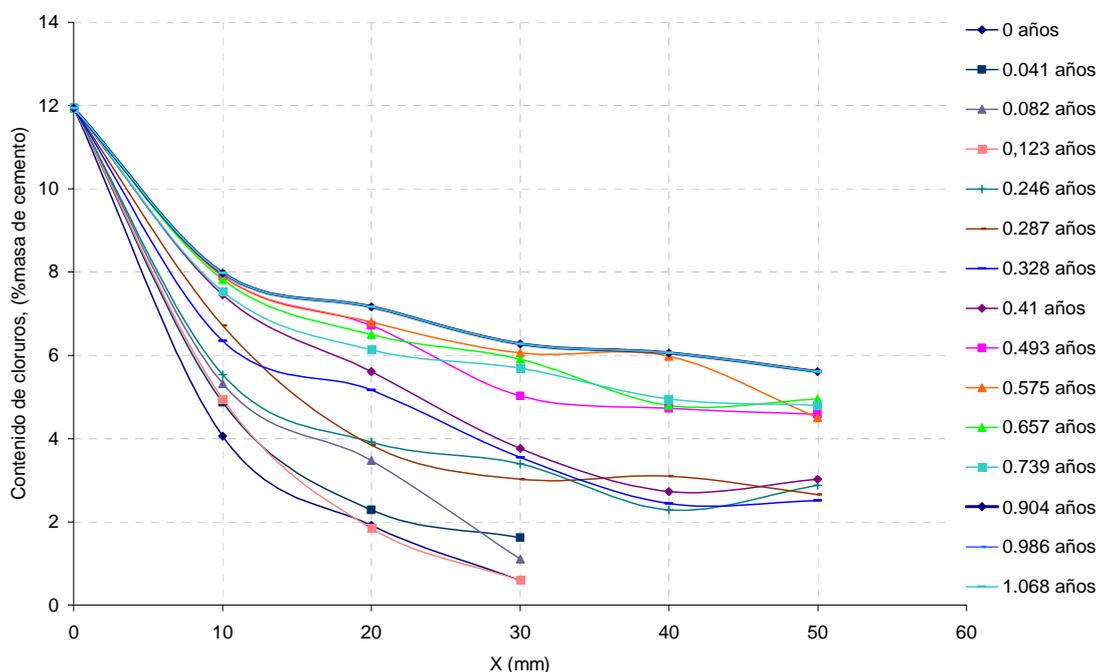


Figura 3.16: Perfil de concentración de cloruros a distintas profundidades en el tiempo

De los resultados anteriores se observa que un ataque acelerado de las características planteadas en estos ensayos provocó un ingreso de los iones cloruro a los 50 mm de profundidad en un tiempo de 4 meses, con una concentración que ya supera el 2% que exige la normativa EHE para el hormigón pretensado, que puede ser adicionado durante el amasado del mismo (este es el único parámetro que está contemplado en las distintas normas, en cambio en ninguna de ellas se limita el ingreso de los iones cloruro desde el exterior).

También se ve que los valores de concentración llegan a un valor que se mantiene constante en las distintas profundidades después de un tiempo de 10 meses en un ataque acelerado como en este caso, en la Figura 3.16 se observa como a partir de 0,904 años

coinciden las restantes fechas de análisis de muestras hasta la finalización del ensayo (1,068 años).

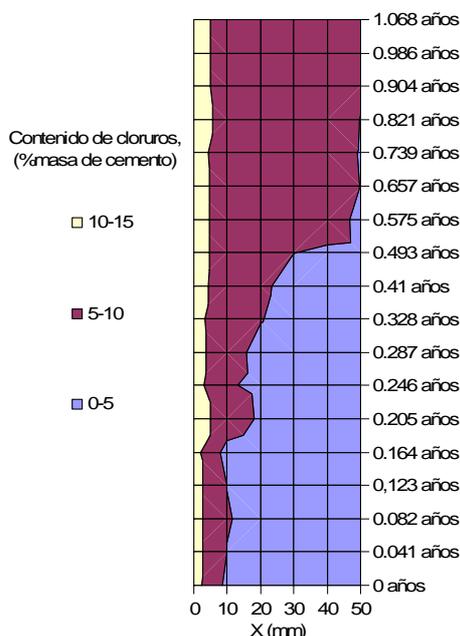


Figura 3.17: Mapa de concentración de cloruros en el hormigón

Con los datos experimentales se ha trazado el avance de los iones cloruro en función del tiempo de exposición de ataque, para cada profundidad de extracción de las muestras. Los datos experimentales se han dejado en forma de nube de puntos, pero de ella podemos observar una línea de tendencia, donde en un principio el ataque comienza con una velocidad más o menos rápida para luego mantener un avance casi constante (Figura 3.17).

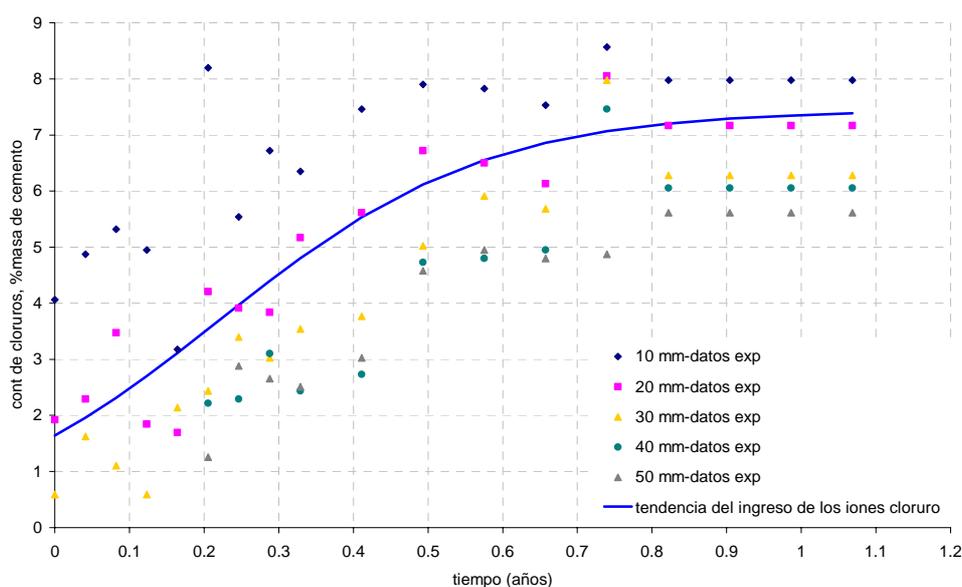


Figura 3.18: Avance de los iones cloruro en el tiempo de exposición de ataque

### 3.7.1. COMPARACIÓN DE RESULTADOS CON OTROS AUTORES

Para comparar un ataque real en una zona de ambiente marino con los datos que obtuvimos de nuestros ensayos, con una concentración de ataque que roza el estado de saturación, se ha tomado como ejemplo una estructura de hormigón armado ubicada en una estación ferroviaria sueca (E. Poulsen, 1998) (Figura 19).

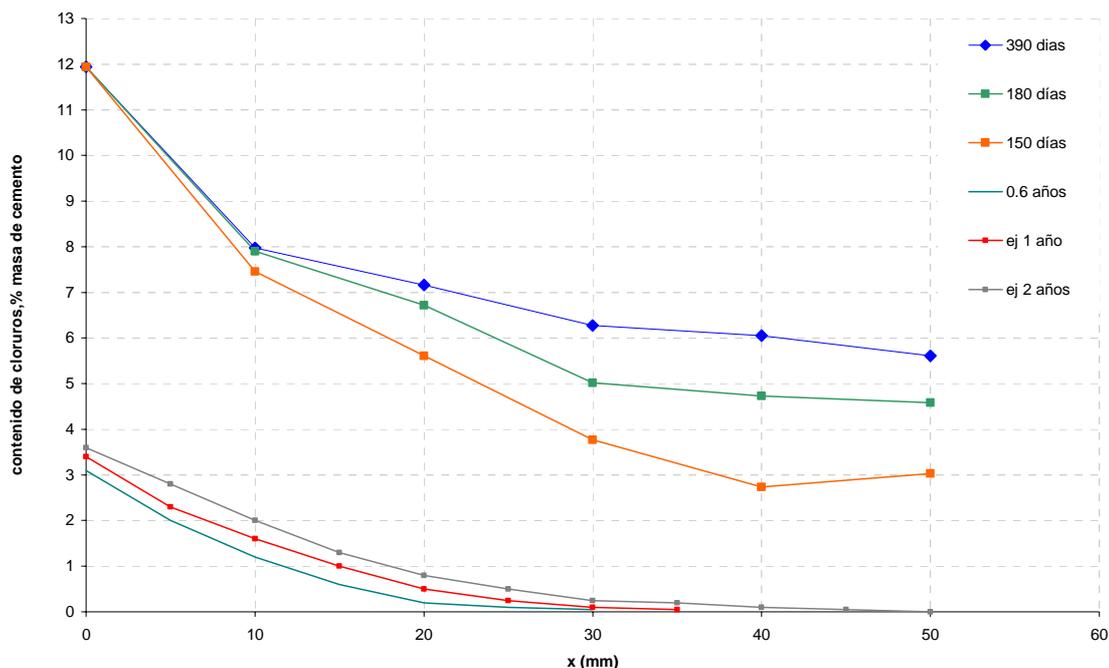


Figura 3.19: Comparación de los comportamientos nuestros ensayos con un ejemplo

Se ve que los comportamientos son similares, siendo la gran diferencia que en el caso de los ensayos de Poulsen tienden más rápido a una concentración nula, a medida que aumenta la profundidad, debido a que las concentraciones iniciales son del orden de 3 veces más bajas que las del ataque acelerado. En el caso de nuestros ensayos, se parte de una concentración tan alta que en la profundidad tiende a mantenerse constante debido a que provoca la saturación de los poros.

*Motivo por el cual podemos decir que el método de ataque acelerado empleado ha sido muy eficiente, debido a que no se han usado técnicas adicionales, salvo condiciones reales con niveles de saturación del agua con los cloruros.*

**Mortero**

Tabla 3.8: Muestras de mortero de inyección con cloruros libres a distintas profundidades

MUESTRA	TIEMPO (días)	PROF.	x (mm)	Cont cl- (%)
M-09/10/03	0	Sup	0	1.26
M-09/10/03	0	5mm	5	0.08
M-23/10/03	15	Sup	0	6.89
M-23/10/03	15	5mm	5	0.16
M-29/10/03	30	Sup	0	1.2
M-29/10/03	30	5mm	5	0.16
M-06/11/03	45	Sup	0	2.05
M-06/11/03	45	5mm	5	0.09
M-20/11/03	60	Sup	0	1.89
M-20/11/03	60	5mm	5	0.13
M-04/12/03	75	Sup	0	0.72
M-04/12/03	75	5mm	5	0.17
M-18/12/03	90	Sup	0	0.57
M-18/12/03	90	5mm	5	0.21
M-15/01/04	105	Sup	0	1.2
M-15/01/04	105	5mm	5	0.14
M-29/01/04	120	Sup	0	0.97
M-29/01/04	120	5mm	5	0.17
M-26/02/04	150	Sup	0	1.22
M-26/02/04	150	5mm	5	0.1
M-26/03/04	180	Sup	0	1.13
M-26/03/04	180	5mm	5	0.17
M-22/04/04	210	Sup	0	1.6
M-22/04/04	210	5mm	5	0.34
M-26/05/04	240	Sup	0	1.07
M-26/05/04	240	5mm	5	0.17
M-25/06/04	270	Sup	0	1.42
M-25/06/04	270	5mm	5	0.24
M-25/06/04	270	10mm	10	0.1
M-27/07/04	300	Sup	0	0.63
M-27/07/04	300	5mm	5	0.28
M-27/07/04	300	10mm	10	0.33
M-24/08/04	330	Sup	0	4.5
M-24/08/04	330	5mm	5	0.59
M-24/08/04	330	10mm	10	0.11
M-25/09/04	360	Sup	0	1.55
M-25/09/04	360	5mm	5	0.57
M-25/09/04	360	10mm	10	0.09
M-25/10/04	390	Sup	0	2.22
M-25/10/04	390	5mm	5	0.52
M-25/10/04	390	10mm	10	0.09

También, en los morteros se observa que los datos experimentales de la concentración superficial son muy dispersos. El motivo es el mismo que se mencionó para los hormigones, debido a las capas de sal que quedan adheridas a la superficie y que se van retirando durante los ciclos de secado. (Figura 3.20).

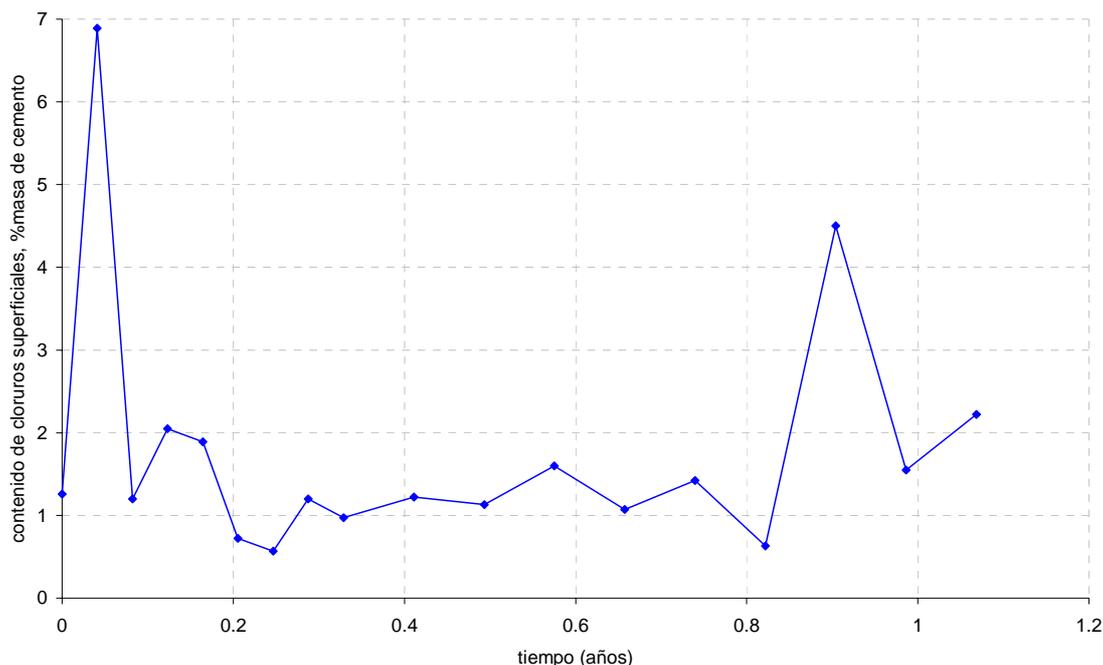


Figura: 3.20: Contenido de cloruros superficiales experimentales en el tiempo

Por este motivo, y de igual manera que se realizó con los hormigones, se ignoraron los datos experimentales de las concentraciones superficiales y se lo ha calculado según la 2ª Ley de Fick.

Los valores calculados de la concentración superficial y la constante de difusión, se presentan a continuación siguiendo la misma metodología que en la caso de los hormigones:

$$D_a = D_{aex} \left( \frac{t}{t_{ex}} \right)^\alpha = 230.286282 \frac{\text{mm}^2}{\text{año}}$$

$$C_{sa} = C_i + S[(t - t_{ex})D_a]^p = 1.97555209(\% \text{ pesomortero})$$

Donde:

S y p: son constantes que dependen del medio ambiente y del tipo de cemento

$D_a$ : es el coeficiente de difusión de cloruros aparente.

t: tiempo medido desde el comienzo del ataque hasta el momento de inspección (años)

$t_{ex}$ : tiempo en que comenzó la exposición al ataque (años)

$C_i$ : contenido de cloruros inicial en el mortero de inyección

$D_{aex}$ : es el valor del coeficiente de difusión en el tiempo  $t_{ex}$

El valor que se obtiene de la ecuación es similar al valor promedio de las concentraciones experimentales, como se observa en la Figura 3.21.

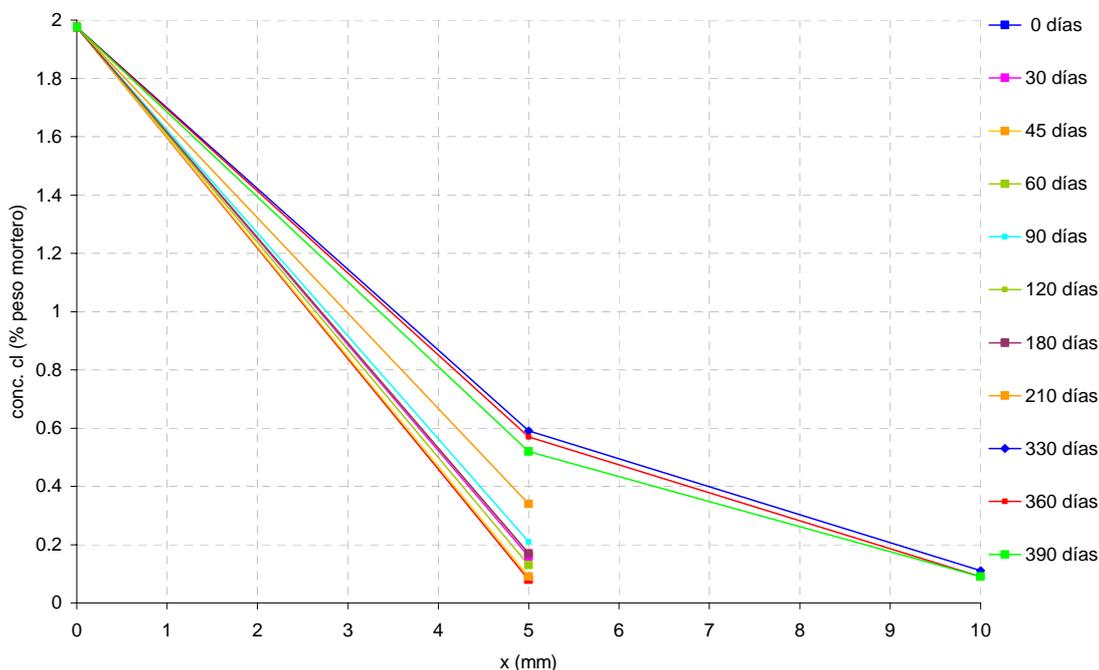


Figura 3.21: Perfil de concentración de cloruros a distintas profundidades en el tiempo

De los resultados anteriores se observa que un ataque acelerado de las características planteadas en estos ensayos provocó un ingreso de los iones cloruro a los 10 mm de profundidad en un tiempo de 7 meses. También se ve que los valores de concentración llegan a un valor que se mantiene constante en las distintas profundidades después de un tiempo de 10 meses en un ataque acelerado como en este caso (Figura 3.22).

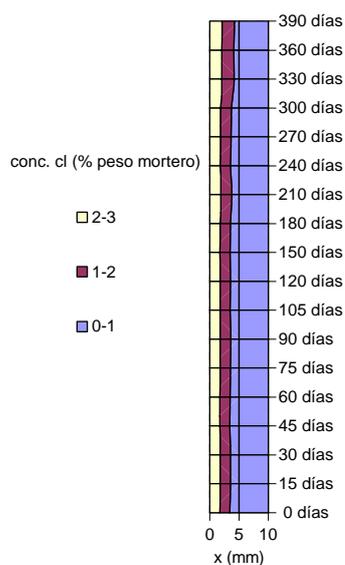


Figura 3.22: Mapa de cloruros en el mortero de inyección

El ataque utilizado también ha sido muy eficaz, debido a que se logró un ingreso uniforme y más o menos profundo en un material que es de una calidad bastante superior al que en realidad se utiliza “in situ”, para la inyección de vainas, sino que es más utilizado en el inyectado de fisuras, con lo cual es un material mucho más impermeable que el hormigón.

### **3.8. CONCLUSIONES**

Se estudió el ingreso de los iones cloruros en un hormigón H35, que es la resistencia mínima que exige la norma EHE para pretensado compatibles con la durabilidad para el caso marino (clases III).

También, se extendió este estudio a morteros utilizados en la inyección de vainas. Este mortero utilizado es el aconsejado para inyecciones de vainas y relleno de fisuras, siendo seguramente de mejor calidad del que se utiliza en general en obra.

Se han realizado probetas de las cuales se extrajeron muestras para estudiar las concentraciones de cloruros a distintas profundidades en un tiempo de 14 meses de ensayo. Se trazaron los perfiles de cloruros y se calculó el coeficiente de difusión aparente para estos materiales y las condiciones ambientales que estaban sometidos.

El resumen y las conclusiones obtenidas de este estudio son:

⇒ Relativos al instrumental y procedimientos experimentales:

- Se obtuvo mediante la experimentación el punto de saturación del agua de la red de Barcelona para una solución de cloruro de sodio. Este valor fue del 15% respecto del agua, con lo que se aseguró el máximo ataque acelerado que podía aplicarse y unas condiciones parecidas a las que pueden producirse en circunstancias de mantenimiento invernal.
- Las probetas fueron curadas durante 28 días, y luego se dejaron secar durante otros 28 días para asegurar su total secado, ya que de esta forma se favorece el proceso de absorción capilar.
- Se diseñó un dispositivo autónomo que garantizó ciclos de ataque humedad-secado que funcionaba mediante un temporizador programable. Todo este sistema de ataque estuvo dentro de una cámara climática donde se mantuvo la humedad relativa al 50% y la temperatura en 20°C.

- Todas las probetas fueron pintadas en 4 de sus caras con una resina epoxy que aseguraba una única dirección de ataque.
- La extracción de las muestras se hizo de forma tal de perturbarlas lo menos posible, eran partidas en sentido paralelo a la dirección del ataque de manera tal de poder obtener las muestras a las profundidades que interesaban.
- Se ha visto que el método de colorimetría es un método cualitativo eficiente tanto para hormigón como para morteros. Y también muy aconsejable para una primera estimación de la evaluación de la profundidad de ingreso de los cloruros.
- De los valores de concentración superficial obtenidos experimentalmente se ha visto una gran dispersión, debido a que las capas de sales que se adhieren a la superficie provocan la saturación de los poros, luego estas capas se caen, siendo un proceso repetitivo pero aleatorio, con lo cual es muy difícil obtener el verdadero valor de concentración durante el tiempo de ensayo.

⇒ Conclusiones relativas a los resultados:

#### *Hormigón*

- Para el cálculo de la concentración superficial y el coeficiente de difusión aparente en el hormigón se aplicó la 2ª Ley de Fick, según el desarrollo matemático de Leif Mejlbro y el valor obtenido es muy similar a los resultados experimentales obtenidos a partir de los 60 días de ataque.
- Se han comparado nuestros resultados con datos reales de una estructura en una zona marítima (Poulsen, 1996) y se ha comprobado que hemos logrado un ataque que ha superado los valores reales en tres veces habiendo llegado casi a la saturación de los poros del hormigón, lo que ha provocado que las concentraciones permanecen constantes en la profundidad de la masa.
- De esta forma se ve que la aceleración del ataque ha sido muy eficiente para obtener resultados en un período corto de tiempo. Con lo cual se está estudiando el fenómeno desde el límite superior al que se puede alcanzar sin utilizar otras técnicas asociadas, como las eléctricas.
- El hormigón que se diseñó es el que la Norma establece como mínimo para una estructura pretensada en zona marina. Se cumplió con la resistencia mínima, relación a/c, buen curado, control de fisuras. Pero de los resultados se ha visto que no fue suficiente para lograr la impermeabilidad del hormigón al ingreso de los iones cloruro, con condiciones de ataque tan altas.

- Con lo cual, se ha visto que los parámetros que la Normativa exige para un buen diseño considerando la durabilidad de la estructura pueden no ser suficientes.
- En condiciones de ambiente marino la difusión de los iones cloruro puede predecirse con cierta precisión y puede asimismo diseñarse un hormigón para que el ingreso sea lo suficientemente lento (Figura 3.20: datos de Poulsen). Sin embargo cuando la concentración de iones cloruro llega a la saturación del agua (como puede ocurrir en circunstancias de mantenimiento invernal), a los 120 días de ataque se llega a concentraciones poco dominables a la profundidad de la armadura, por lo que debe definirse una **barrera adicional**, barrera que, en el caso de pavimentos de puentes es una capa de impermeabilización (membrana, brea epoxy, etc.)

Además, dada la enorme velocidad a la que se produce la difusión de los cloruros con estas concentraciones de ataque tan altas, carece de sentido alguno intentar ajustar curvas de predicción, puesto que los propios resultados de los ensayos realizados dan por ellos mismos la información suficiente.

#### *Mortero*

- Para el cálculo de la concentración superficial y el coeficiente de difusión aparente en el mortero de inyección, también se aplicó la 2ª Ley de Fick, según el desarrollo matemático de Leif Mejlbro y el valor obtenido es un poco superior a la mayoría de los resultados experimentales obtenidos durante todo el ataque.
- El mortero de inyección que se amasó fue según las indicaciones del fabricante, es de una calidad superior a la que en general se utiliza para la inyección de vainas. Este material está más difundido para rellenar fisuras. Pero aún siendo de una muy alta calidad, homogéneo y casi impermeable, el ataque ha sido lo suficientemente agresivo para lograr un ingreso uniforme de los iones cloruro hasta una profundidad de 10mm.
- En la Normativa no se encuentran recomendaciones respecto de la calidad de este material, que sería muy importante incorporarlas.

# Capítulo 4

## **PROGRAMA EXPERIMENTAL: ACEROS DE PRETENSAR: DEGRADACIÓN MECÁNICA**

### **4.1. INTRODUCCIÓN**

Otro de los objetivos planteados en el primer capítulo de esta tesis era estudiar el efecto de la forma y tamaño de las picaduras provocadas por un ataque de corrosión localizado sobre el comportamiento mecánico de los aceros.

Para alcanzarlo se decidió realizar una campaña experimental con probetas de acero a las cuales se le realizaron diferentes desbastes mecánicos, donde se intentó abarcar desde un defecto puntual hasta una degradación más amplia de la pieza.

De esta manera, se quería abarcar situaciones con degradaciones extremas para estudiar el efecto “entalla” en los aceros, tanto para distintas formas, longitudes y profundidades de éstas. De esta forma se quiere obtener un índice (“*efecto entalla*”) que pueda ser aplicado en el cálculo del estado tensional de esos aceros considerando estos defectos.

Este capítulo se organiza de la siguiente manera: se presentan las campañas experimentales que hemos realizados, luego se presentan y analizan los resultados obtenidos, y se termina exponiendo las conclusiones de estos estudios.

## 4.2. DESCRIPCIÓN DE ENSAYOS

### 4.2.1. INTRODUCCIÓN

Un ensayo de tracción implica tensionar una muestra de ensayo, generalmente hasta rotura, con el propósito de determinar una o más propiedades mecánicas (Norma UNE-EN10002-1:2001).

El objetivo de realizar estos ensayos en alambres de acero para hormigón pretensado, a los cuales se les han provocado “picaduras” mediante el desbaste de su sección, es para comparar su comportamiento tensional con el que se obtiene de probetas de iguales características mecánicas y geométricas que han sufrido “picaduras” debidas a un ataque químico.

### 4.2.2. MATERIALES

Se utilizó en todos los ensayos, alambres y cordones de acero para armaduras de hormigón pretensado según Norma UNE 36094, fabricado por TYCSA S.A.

Se utilizaron probetas de 300 mm de longitud cada una (Norma UNE-EN10002-1), que se extraían de un cordón (1x7+0) de acero de alta resistencia, se extraía el alambre central por ser el más recto. El cordón tiene un diámetro nominal de 13 mm y el alambre extraído un diámetro nominal de 5mm (Figura 4.1). Las propiedades mecánicas y geométricas suministradas por el fabricante se pueden ver en la Tabla 4.1.

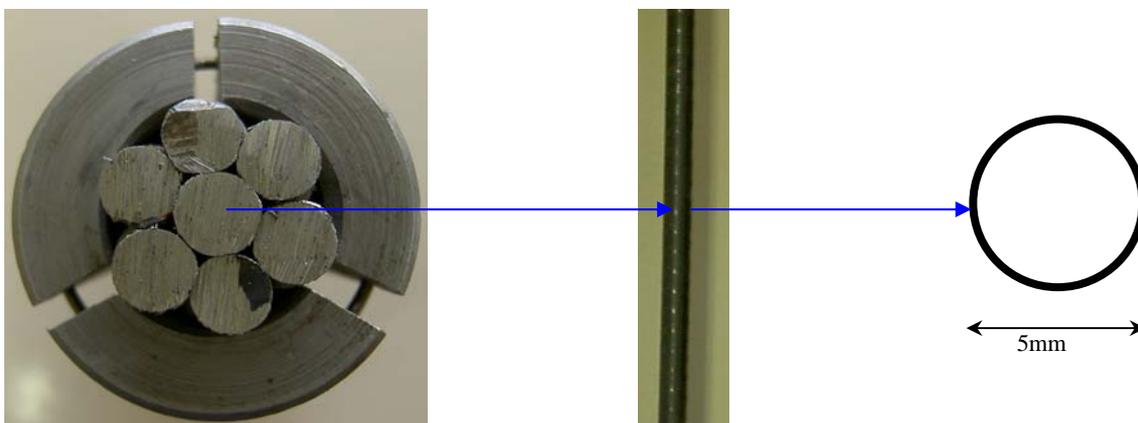


Figura 4.1: Probeta extraída del cordón de acero de pretensar

Tabla 4.1: Dimensiones y propiedades de las probetas dados por el fabricante

Designación del Acero	Valores Nominales			Valores Específicos				
	Diámetro	Resistencia a la Tracción	Masa	Sección transversal recta	Valor característico mínimo de la carga de rotura	Carga máxima de rotura	Valor característico del límite elástico al 0,1%	Valor característico del límite elástico al 0,2%
	mm	MPa	g/m	mm <sup>2</sup>	kN	kN	kN	kN
Y 1860 C	5	1860	154	19,6	36,5	42,7	30,3	31

En la Tabla 4.2 se presentan los requisitos adicionales exigidos en la Norma UNE-EN10002-1.

Tabla 4.2: Requisitos adicionales para los alambres

Propiedad	Especificación
<b>Módulo elástico</b>	205 kN/mm <sup>2</sup> ± 7%
<b>Mínimo alargamiento bajo carga máxima</b> L <sub>0</sub> >100 mm	3,50%
<b>Estricción a la rotura</b> alambres lisos alambres grafilados	>25% visible a simple vista
<b>Número mínimo de doblados alternativos</b> alambres lisos alambres grafilados	4 3
<b>Relajación máxima a 1000h</b> al 60% al 70% al 80%	1,50% 2,50% 4,50%
<b>Fatiga</b> alambres lisos alambres grafilados	200 N/mm <sup>2</sup> 180 N/mm <sup>2</sup>
<b>Corrosión bajo tensión</b> valor mínimo individual valor mínimo de la media de los ensayos	1,5h 4h

### 4.2.3. DESBASTES MECÁNICOS DE LAS PROBETAS DE ACERO

El tipo de rotura que se produce en estos aceros frente a un ataque de corrosión bajo tensión es una rotura frágil, debido a una deformación pequeña que conduce a la propagación de fisuras por el cuerpo sólido, sin que se alcancen a desarrollar mecanismos plásticos. En el caso de una corrosión no localizada, donde el área atacada es mayor, el comportamiento de la pieza será más dúctil.

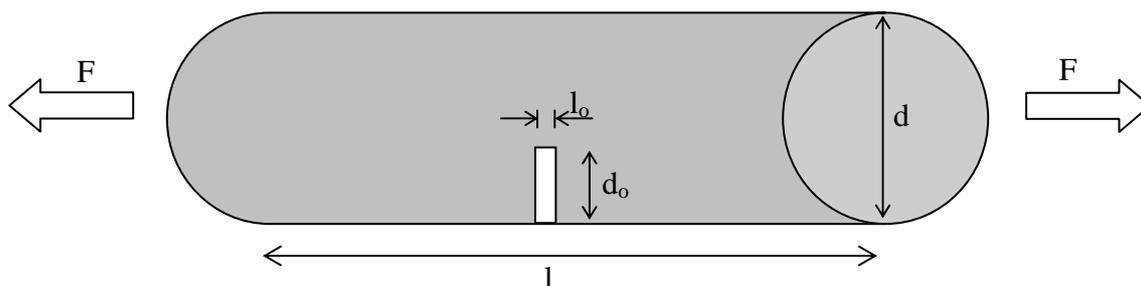


Figura 4.2: Esquema de la ubicación de la entalla en la probeta

De esta forma se propusieron diferentes formas y tamaños de entalla, que iban desde un ancho de 1mm con profundidad de 2mm hasta el máximo ancho, para abarcar las situaciones más extremas.

Se ensayaron 18 probetas: 4 de referencia y 14 con diferentes desbastes mecánicos. La descripción de las probetas, y las dimensiones de los desbastes mecánicos aparecen en la siguiente tabla.

Tabla 4.3: Características de los desbastes mecánicos realizados en las probetas

Referencia	Cantidad de probetas	Long. de probeta l (mm)	Diámetro de la probeta d (mm)	Ancho entalla l <sub>0</sub> (mm)	Profundidad entalla d <sub>0</sub> (mm)
Referencia	4	300	5	0	0
D1_1	2	300	5	1	1
D1_2	2	300	5	1	2
D4_1	2	300	5	4	1
D4_2	2	300	5	4	2
D8_1	2	300	5	8	1
D8_2	2	300	5	8	2

El mecanizado de las probetas se realizó con una fresadora con visualización numérica que permitió controlar perfectamente las dimensiones de los desbastes de las mismas. En el caso de los desbastes de 1mm de ancho por 1mm (D1\_1) y 2 mm (D1\_2) de profundidad, la forma de la picadura era triangular, debido a que es la más similar a las picaduras provocadas por el proceso químico (Figura 4.3).

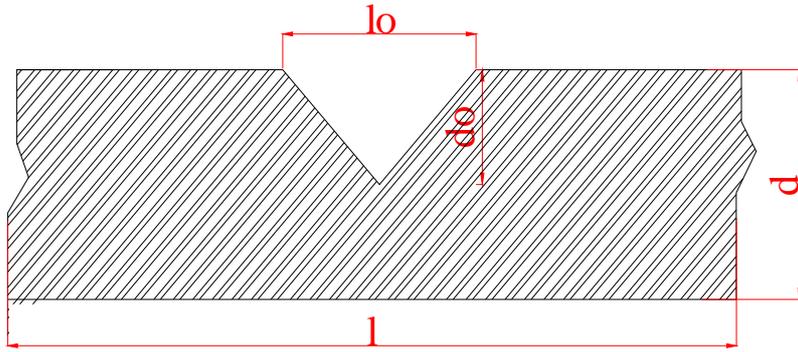


Figura 4.3: Forma de desbaste en las probetas D1\_1 y D1\_2

Las otras entallas que se realizaron tenían forma rectangular y de mayor ancho hasta un máximo de 80mm (Figura 4.4).

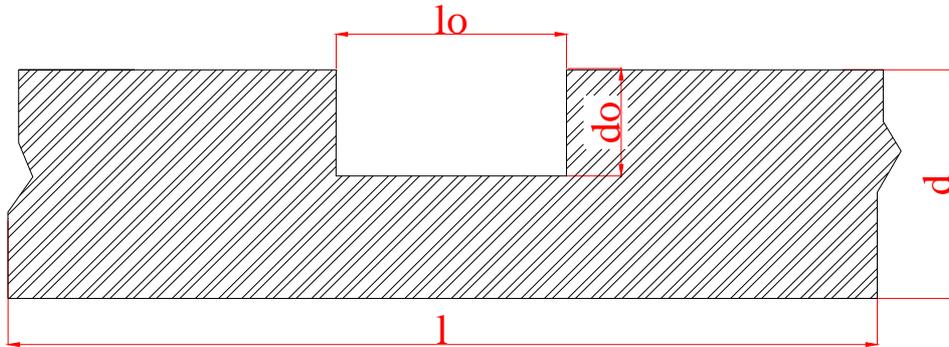


Figura 4.4: Forma de desbaste rectangular en las probetas

De esta manera la relación entre las dimensiones de la probeta y las entallas se calculó aplicando:

$$1 \leq \frac{l_o}{l} \leq 0$$

$$1 \leq \frac{d_o}{d} \leq 0$$

Donde:

$l_o$ : ancho de la entalla

$l$ : longitud total de la probeta

$d_o$ : profundidad de la entalla

$d$ : diámetro de la probeta

Tabla 4.4: Relaciones de medidas entre entallas y probeta

Referencia	Cantidad de probetas	Long. de probeta l (mm)	Diámetro de la probeta d (mm)	Ancho entalla l <sub>o</sub> (mm)	Profundidad entalla d <sub>o</sub> (mm)	Ancho entalla / Long. probeta (l <sub>o</sub> /l)	Prof. entalla / Diám. probeta (d <sub>o</sub> /d)
Referencia	4	300	5	0	0	0.0000	0.0000
D1_1	2	300	5	1	1	0.0033	0.2000
D1_2	2	300	5	1	2	0.0033	0.4000
D4_1	2	300	5	4	1	0.0133	0.2000
D4_2	2	300	5	4	2	0.0133	0.4000
D8_1	2	300	5	8	1	0.0267	0.2000
D8_2	2	300	5	8	2	0.0267	0.4000

En las siguientes figuras se pueden observar las probetas con los diferentes desbastes realizados mecánicamente para su posterior ensayo a tracción.

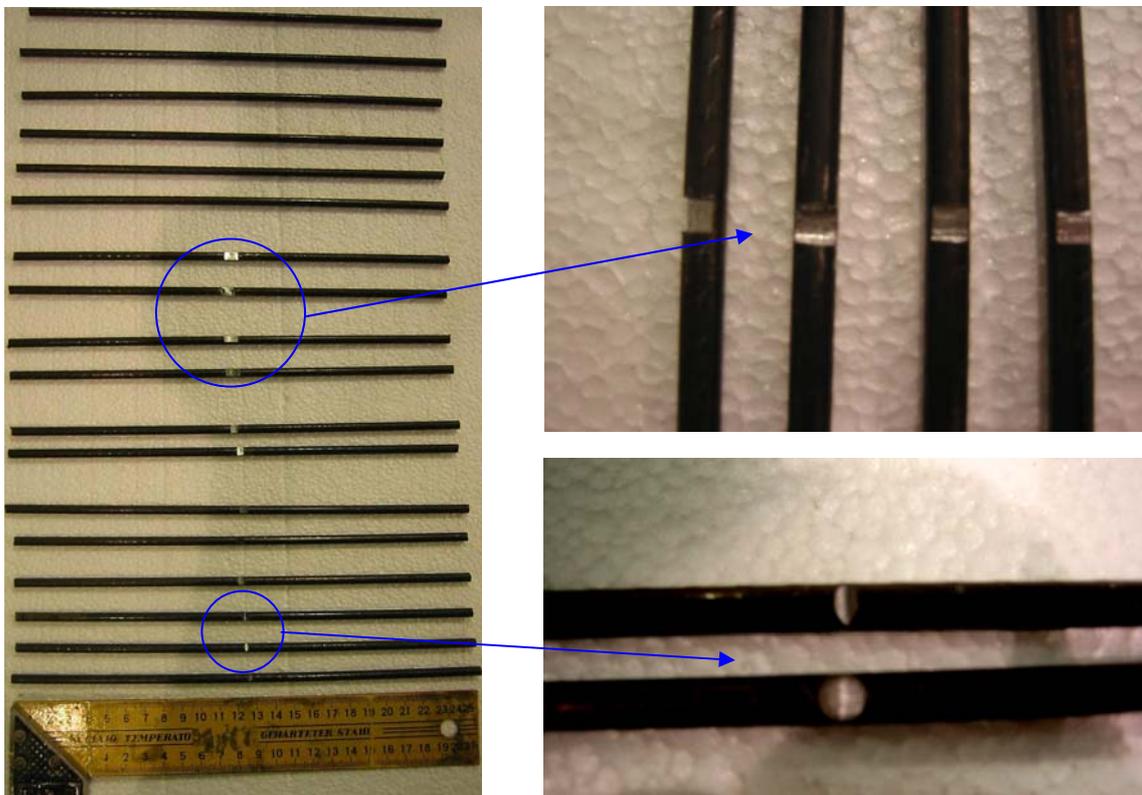


Figura 4.5: Probetas para ensayo de tracción

#### **4.2.4. INSTRUMENTACIÓN**

Con el objetivo de obtener el registro de deformaciones longitudinales durante los ensayos, las probetas se instrumentaron con dos extensómetros eléctricos.

Dichos transductores son del tipo extensométrico de la marca Epsilon, su base de medida (gage length) es de 25mm, un rango de medida (full scale)  $\pm 5\text{mm}$  y tienen una sensibilidad del 0.05% (Figura 4.6)



Figura 4.6: Transductor extensométrico

Previo a la colocación de los extensómetros en los alambres, éstos fueron calibrados en una mesa de calibración (Figura 4.7).

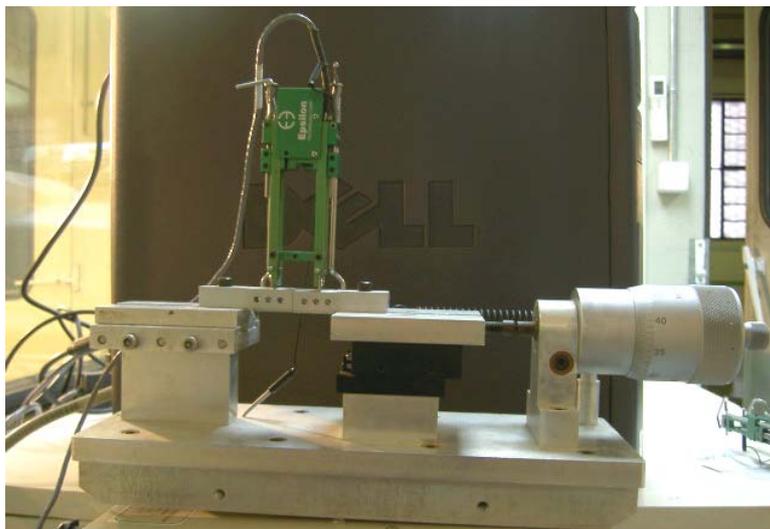


Figura 4.7: Calibración del transductor extensométrico “Epsilon”

#### 4.2.5. EQUIPO DE ENSAYO

El ensayo de tracción se realizó en una prensa servohidráulica y un controlador 8800 de marca Instron (Figura 4.8) con una capacidad estática de 2 MN, conformado por un marco rígido. El controlador basado en un sistema servocontrol de lazo cerrado a 5 KHz, que nos permitirá controlar el ensayo a una velocidad de desplazamiento constante del pistón y obtener así toda la curva.



Figura 4.8: Prensa utilizada para ensayo

Para el ensayo de tracción (Norma UNE-EN10002-1) se dispuso en esta prensa unas mordazas de tracción con una capacidad máxima de 150 kN, de garras intercambiables, En este caso se utilizaron las garras cilíndricas entre los diámetros 3,18mm y 8,13mm (Figura 4.9).



Figura 4.9: Mordaza con garras intercambiables

#### 4.2.6. ENSAYO DE TRACCIÓN

El ensayo de los alambres de acero para hormigón pretensado se realizó por control de desplazamiento, permitiendo obtener toda la curva carga-desplazamiento hasta la rotura de la probeta.

Previo a la colocación de la probeta, ésta se limpiaba con un producto disolvente de grasas, para asegurar que no existiese ninguna presencia de grasa que pudiese provocar su deslizamiento de las mordazas.

El procedimiento del ensayo consistía en colocar la probeta en las mordazas, ajustarlas para evitar cualquier desplazamiento de las mismas y asegurar que la tensión se aplique tan axialmente como es posible. Los transductores extensométricos fueron conectados a canales auxiliares del control propio de la prensa, de esta manera los datos se obtienen con los datos de carga y desplazamiento todos en un mismo archivo.

La tasa de tensión que se aplicó es la que sugiere la norma:

Tabla 4.5: tasa de tensión según Norma UNE-EN10002-1

Módulo de elasticidad del material (E) (MPa)	Tasa de tensión (MPa s <sup>-1</sup> )	
	min.	max.
<150000	2	20
>150000	6	60

Según las características del material utilizado proporcionadas por el fabricante, el módulo elástico es mayor de 150000 MPa, entonces se adoptó una velocidad de 1,5 kN/min. Se aplicó una carga del tipo rampa ascendente, constante hasta la rotura de la probeta. En la figura 4.10 y 4. 11 se puede ver el montaje completo del ensayo.



Figura 4.10: Disposición de los “Epsilon” en la probeta

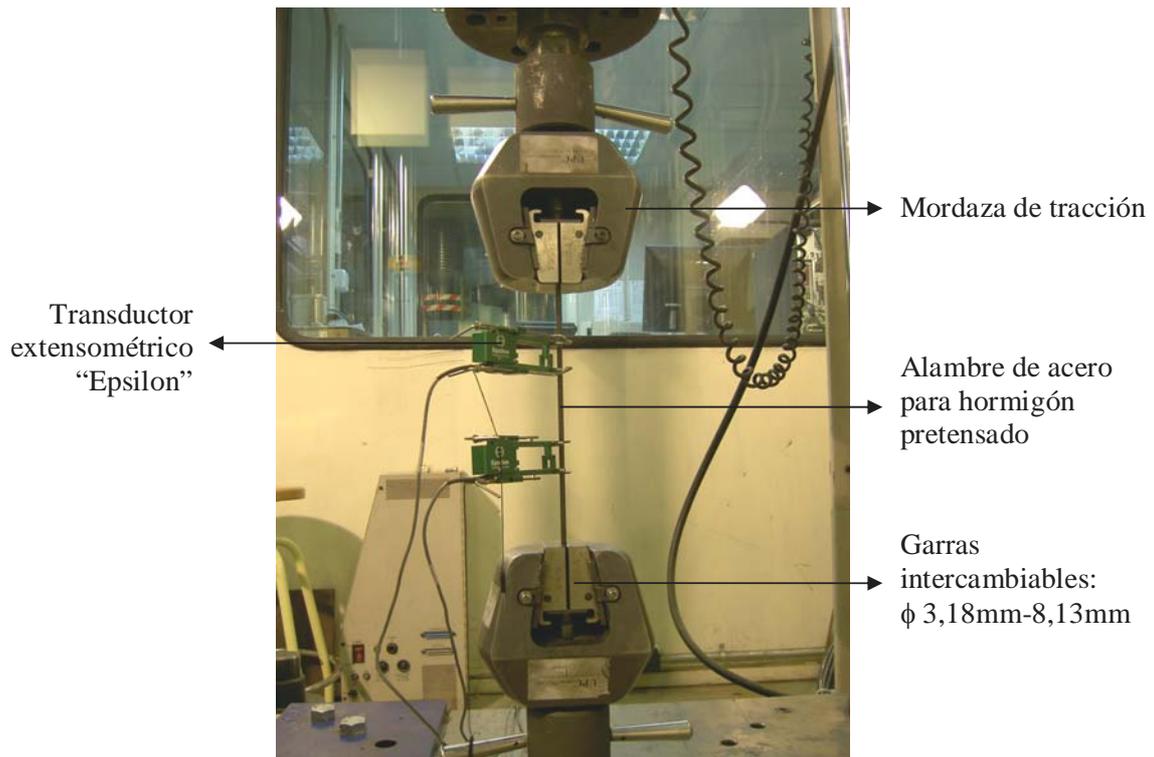


Figura 4.11: Montaje de ensayo de tracción

### 4.3. RESULTADOS

Como se mencionó anteriormente, los desplazamientos fueron medidos con dos transductores. La metodología aplicada consistía en colocar un transductor (Strain1) en la zona no mecanizada, y el restante (Strain2) en la zona mecanizada, de esta manera se obtuvo el comportamiento completo de las probetas hasta su rotura (Figura 4.12). El objetivo de estos ensayos era estudiar cómo las distintas dimensiones (ancho y profundidad) de los desbastes realizados, influyen en el tipo de rotura que sufren las probetas.

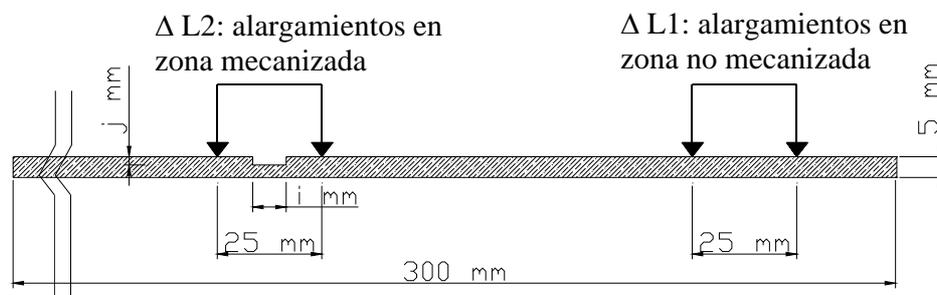


Figura 4.12: Esquema de instrumentación de la probeta del alambre de acero de pretensar

A continuación se presentan los resultados obtenidos de los transductores extensométricos durante los ensayos de tracción.

Los primeros resultados son de las probetas de referencia que fueron 4 alambres de acero de pretensar. En la figura 4.13 se observa el comportamiento hasta rotura de los especímenes de referencia.

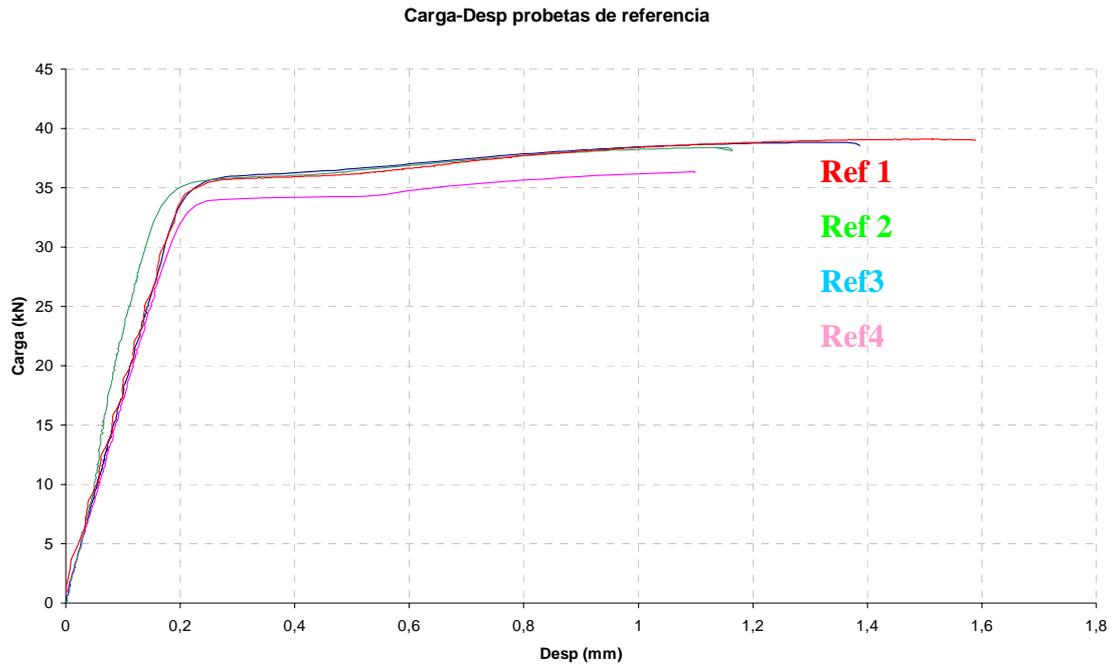


Figura 4.13: Comportamiento hasta rotura de las 4 probetas de referencia

Todos los ensayos de tracción se realizaron en prensa Instron, y se efectuaron por control de desplazamiento del pistón. La nomenclatura de las probetas desbastadas (AD, alambre desbastado) que se ha utilizado, y para no generar confusiones en su lectura responden con el siguiente criterio:

$$ADi\_jk$$

Donde:

*i* es el ancho de la entalla

*j* es la profundidad de la entalla

*k* es la referencia de la probeta

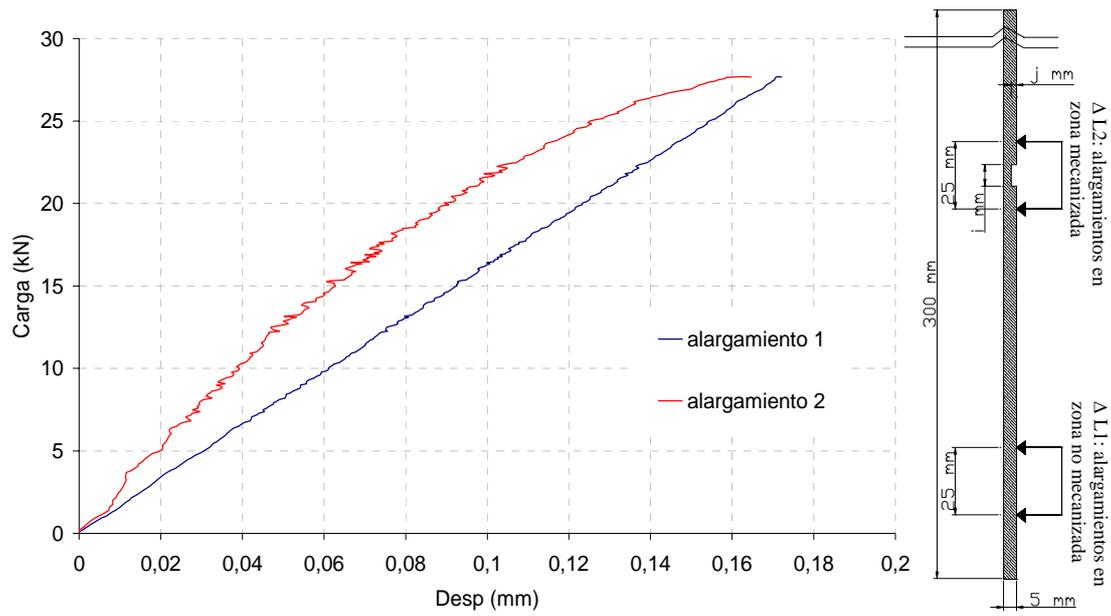


Figura 4.14: Curvas carga-desp de los dos transductores extensométricos colocados en la probeta AD1\_1A

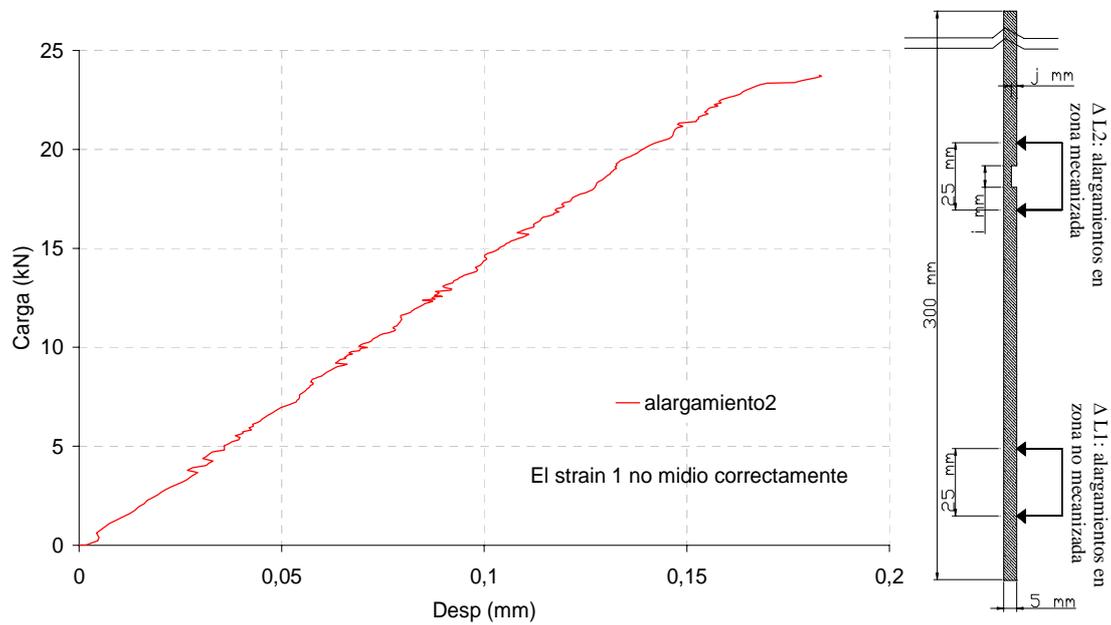


Figura 4.15: Curvas carga-desp de los transductores extensométricos colocados en la probeta AD1\_1B

Se compararon las elongaciones en cada tramo medido de las dos probetas y se obtuvo el promedio de estos alargamientos, tanto para la zona no mecanizada, como para la mecanizada.

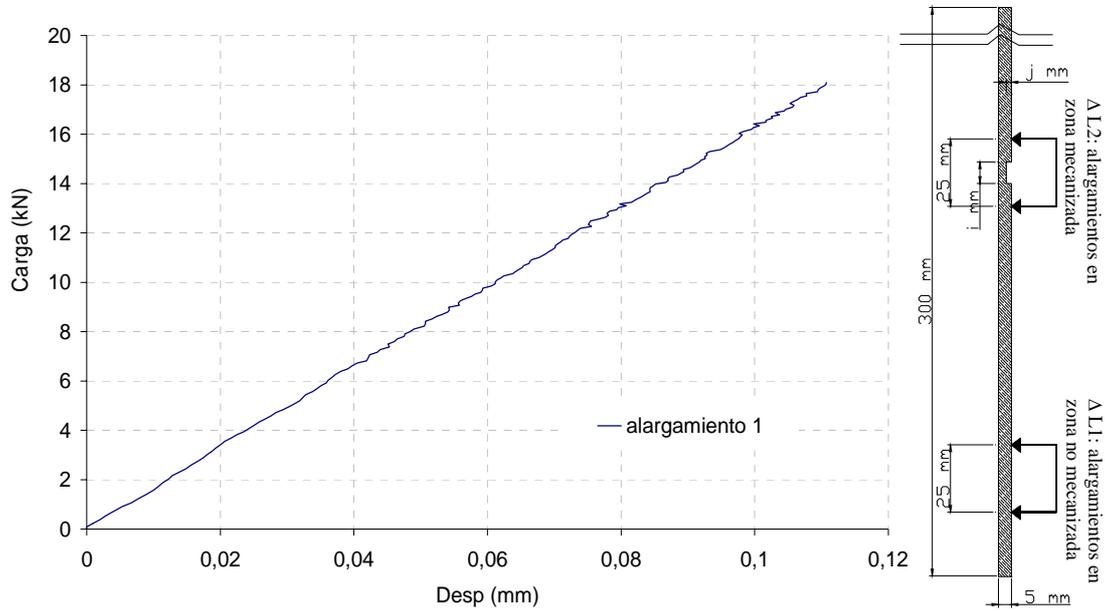


Figura 4.16: Curva carga-desp obtenida del promedio de la elongación de las probetas AD1\_1A y AD1\_1B

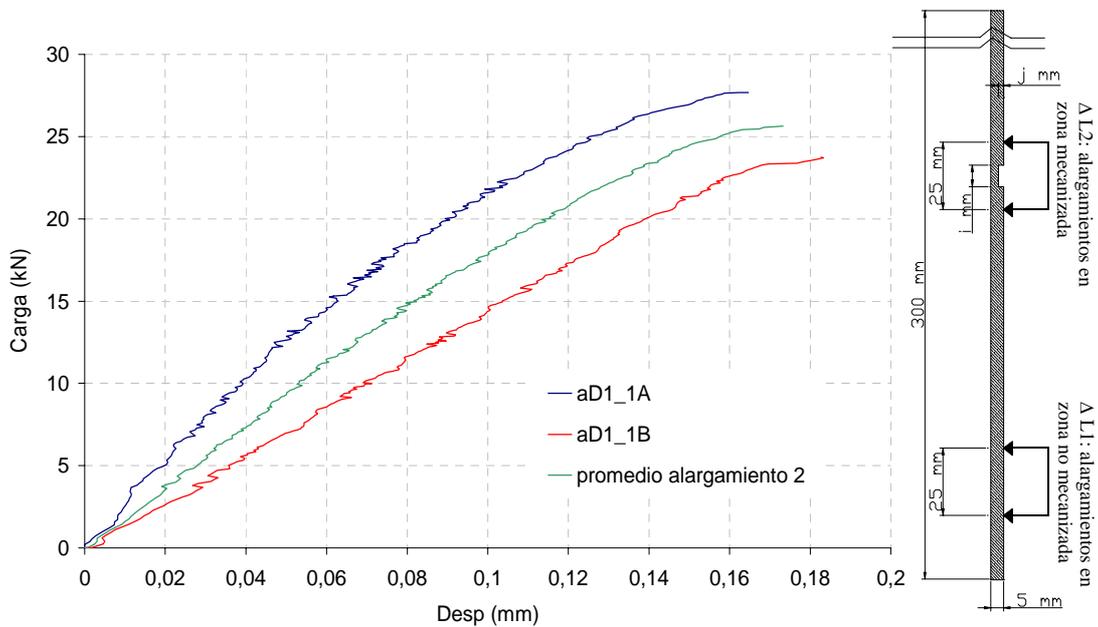


Figura 4.17: Curva carga-desp obtenida del promedio de la elongación de las probetas AD1\_1A y AD1\_1B

Los siguientes resultados son de las probetas con un desbaste mecánico de 1mm de ancho y 2mm de profundidad: AD1\_2A y AD1\_2B.

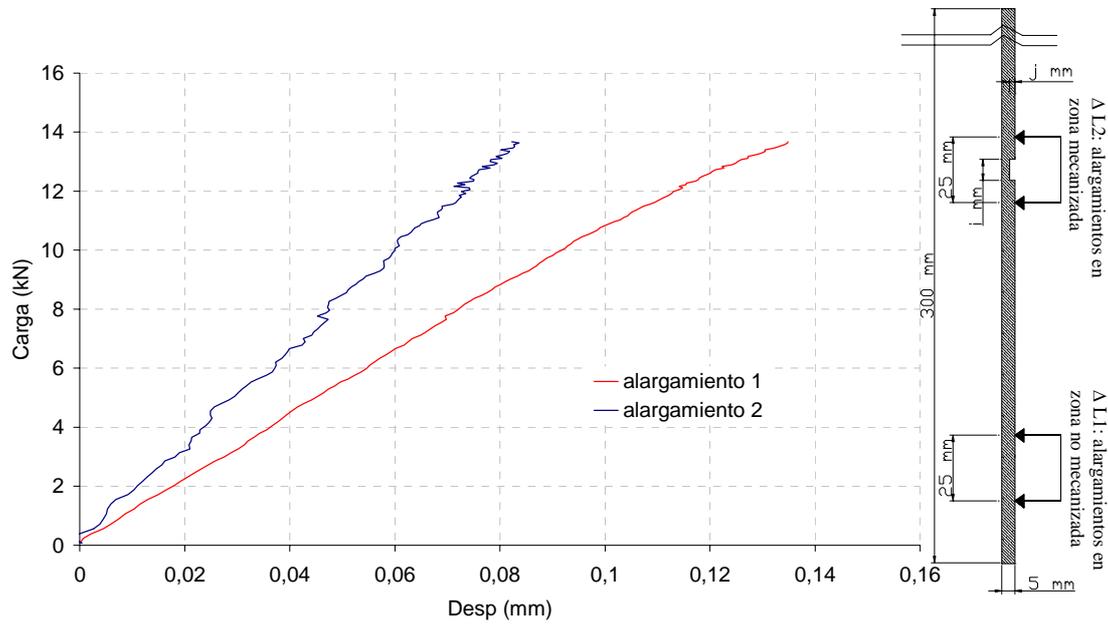


Figura 4.18: Curvas carga-desp de los dos transductores extensométricos colocados en la probeta AD1\_2A

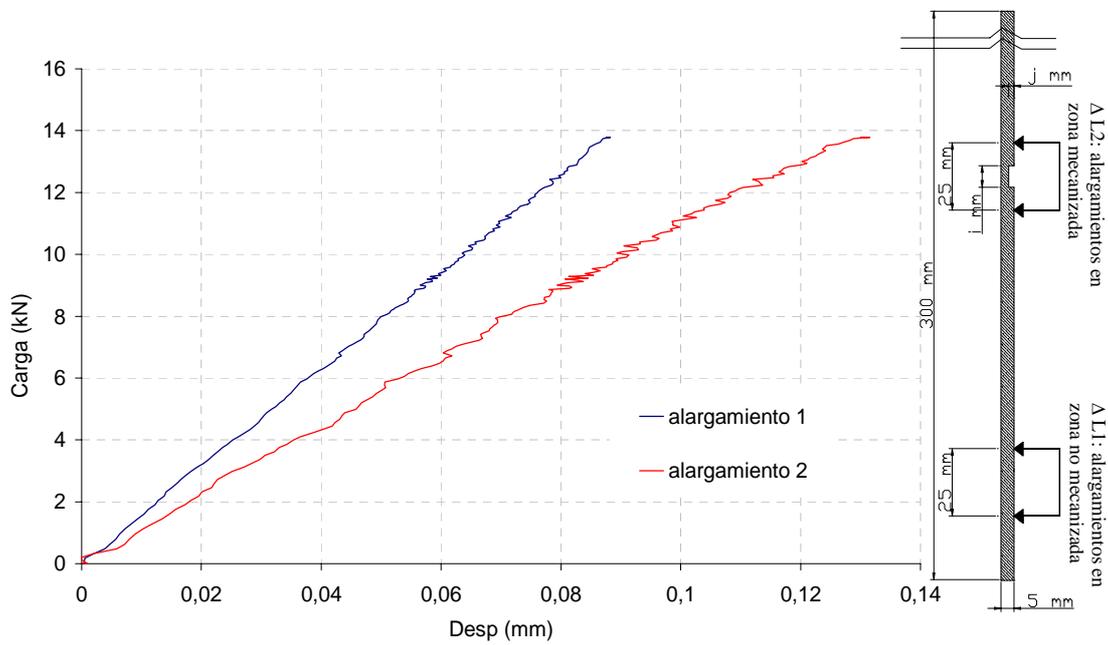


Figura 4.19: Curvas carga-desp de los dos transductores extensométricos colocados en la probeta AD1\_2B

Se compararon las elongaciones de cada tramo medido en las dos probetas y se obtuvo el promedio de estos alargamientos tanto para la zona no mecanizada, como para la mecanizada.

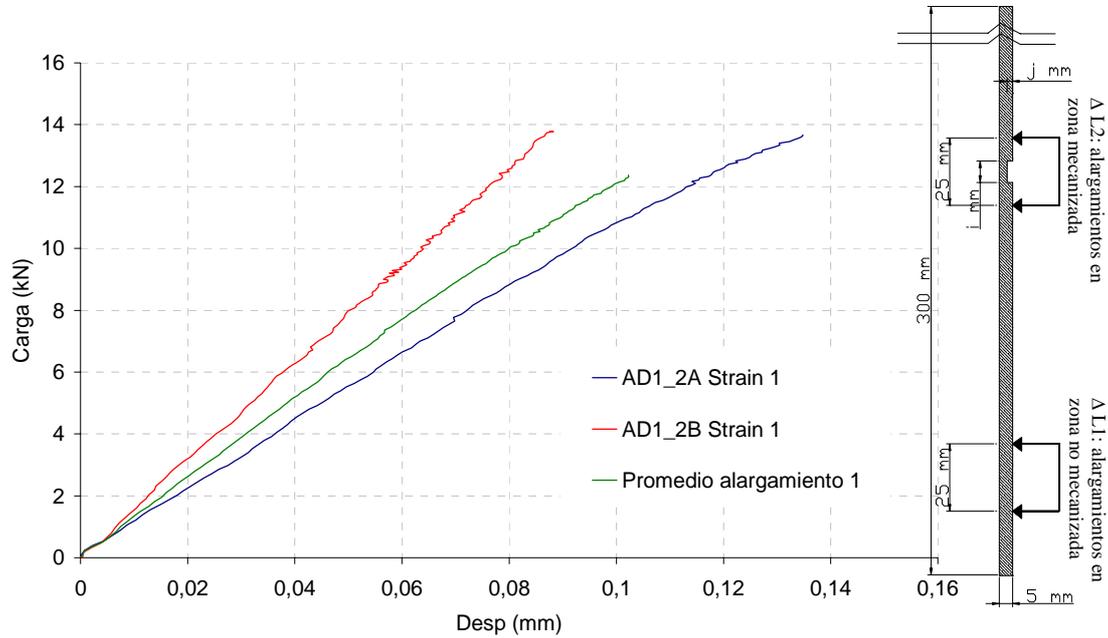


Figura 4.20: Curva carga-desp obtenida del promedio de la elongación de las probetas AD1\_2A y AD1\_2B

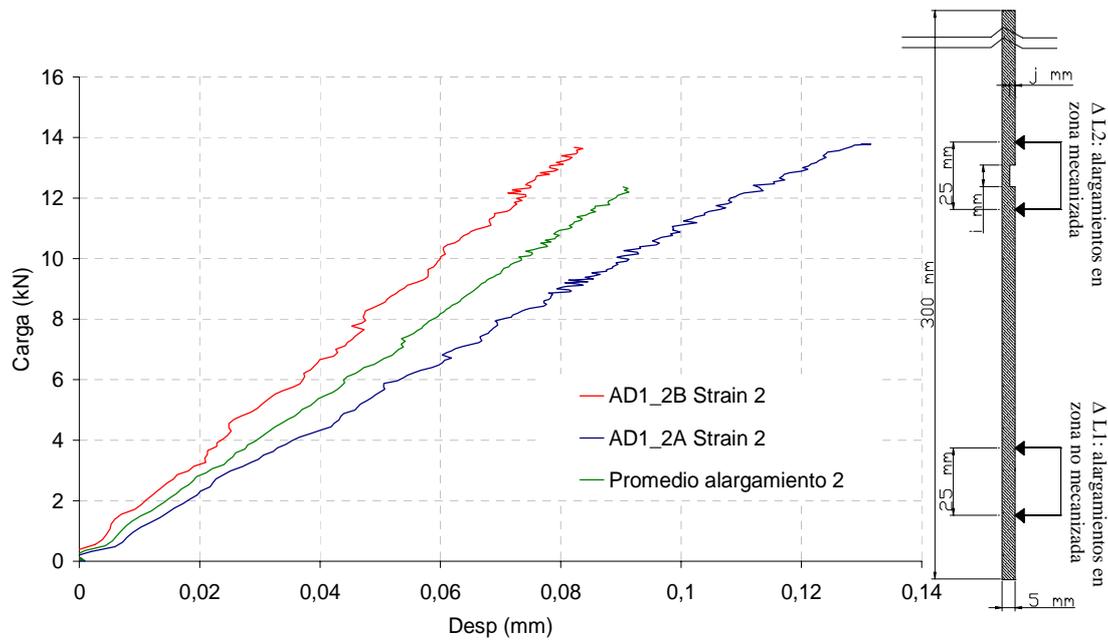


Figura 4.21: Curva carga-desp obtenida del promedio de la elongación de las probetas AD1\_2A y AD1\_2B

Los siguientes resultados son de las probetas con un desbaste mecánico de 4mm de ancho y 1mm de profundidad:

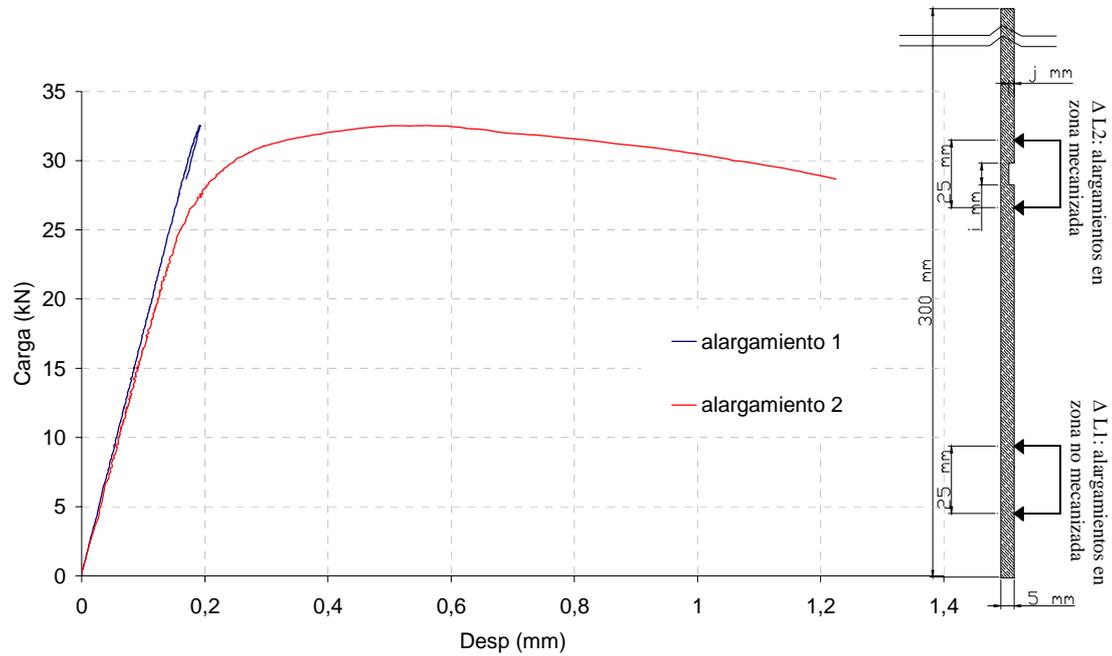


Figura 4.22: Curvas carga-desp de los dos transductores extensométricos colocados en la probeta AD4\_1A

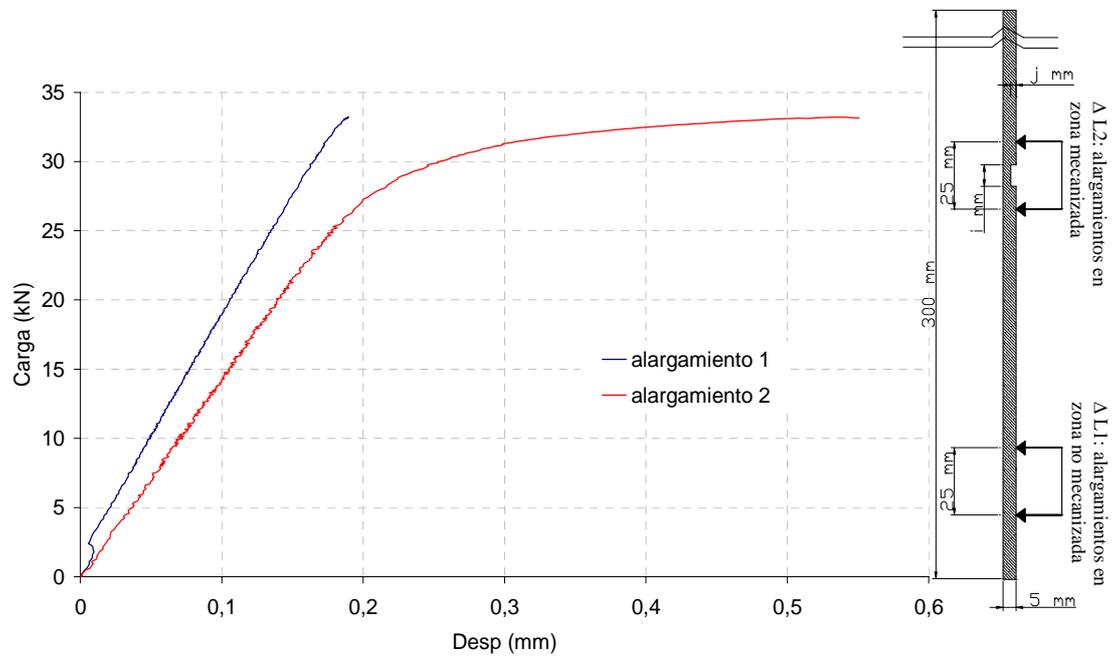


Figura 4.23: Curvas carga-desp de los dos transductores extensométricos colocados en la probeta AD4\_1B

Se compararon las elongaciones de cada tramo medido en las dos probetas y se obtuvo el promedio de estos alargamientos tanto para la zona no mecanizada, como para la mecanizada.

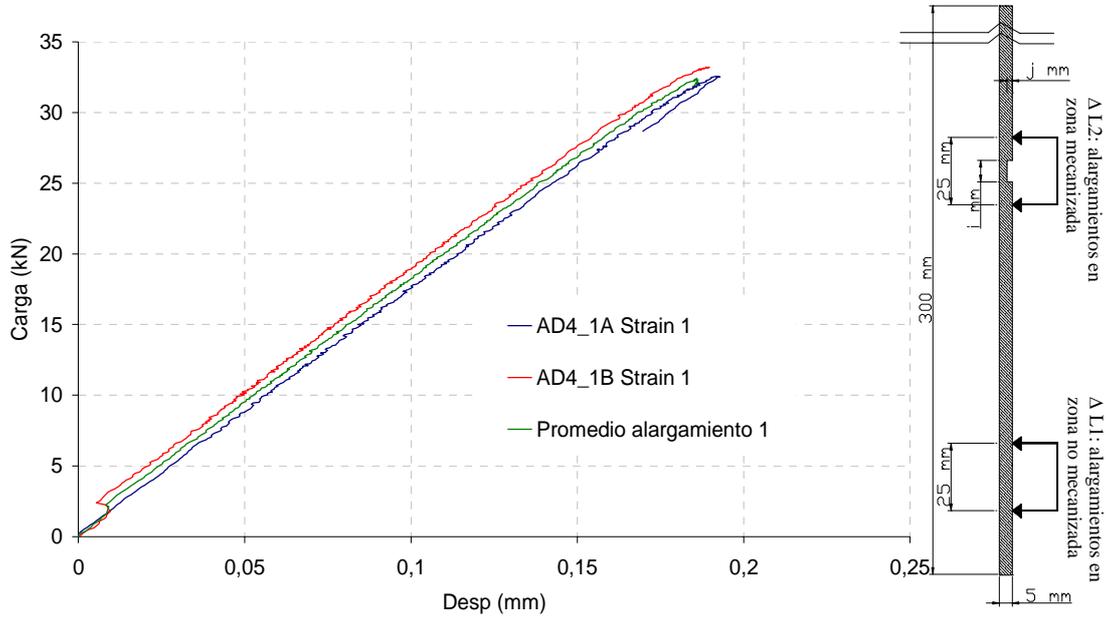


Figura 4.24: Curva carga-desp obtenida del promedio de la elongación de las probetas AD4\_1A y AD4\_1B

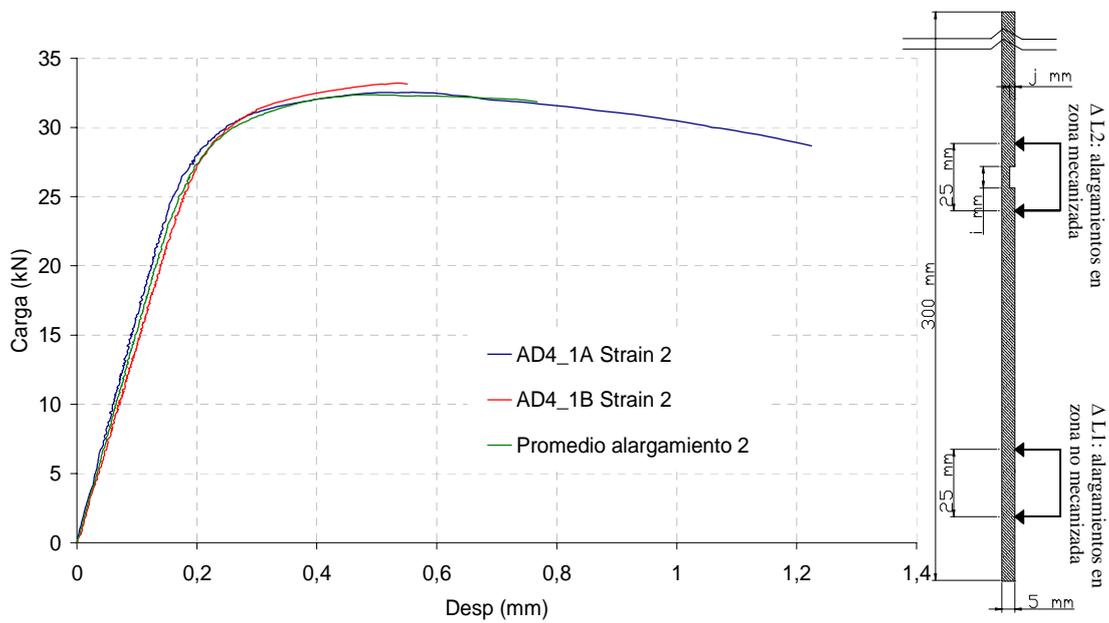


Figura 4.25: Curva carga-desp obtenida del promedio de la elongación de las probetas AD4\_1A y AD4\_1B

Los siguientes resultados son de las probetas con un desbaste mecánico de 1mm de ancho y 2mm de profundidad: AD4\_2A y AD4\_2B.

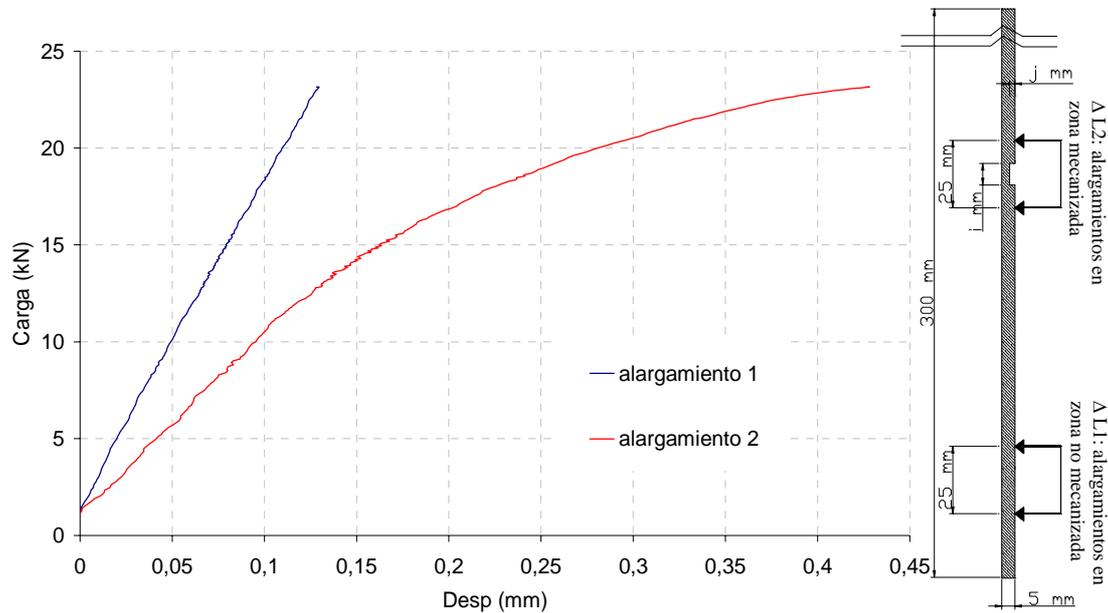


Figura 4.26: Curvas carga-desp de los dos transductores extensométricos colocados en la probeta AD4\_2A

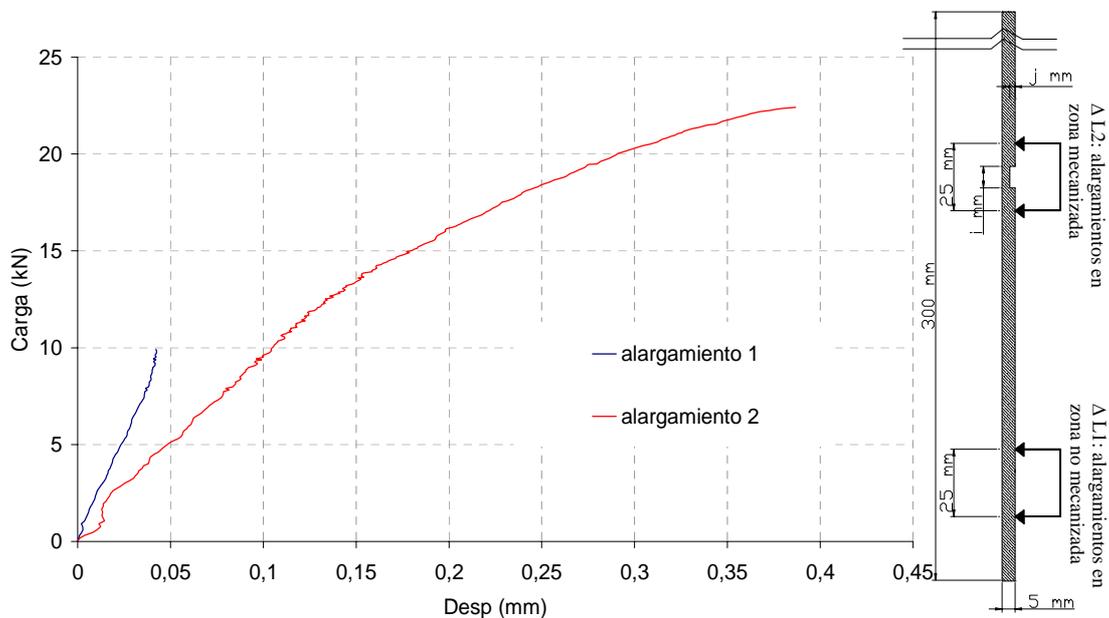


Figura 4.27: Curvas carga-desp de los dos transductores extensométricos colocados en la probeta AD4\_2B

Se compararon las elongaciones de cada tramo medido en las dos probetas y se obtuvo el promedio de estos alargamientos tanto para la zona no mecanizada, como para la mecanizada.

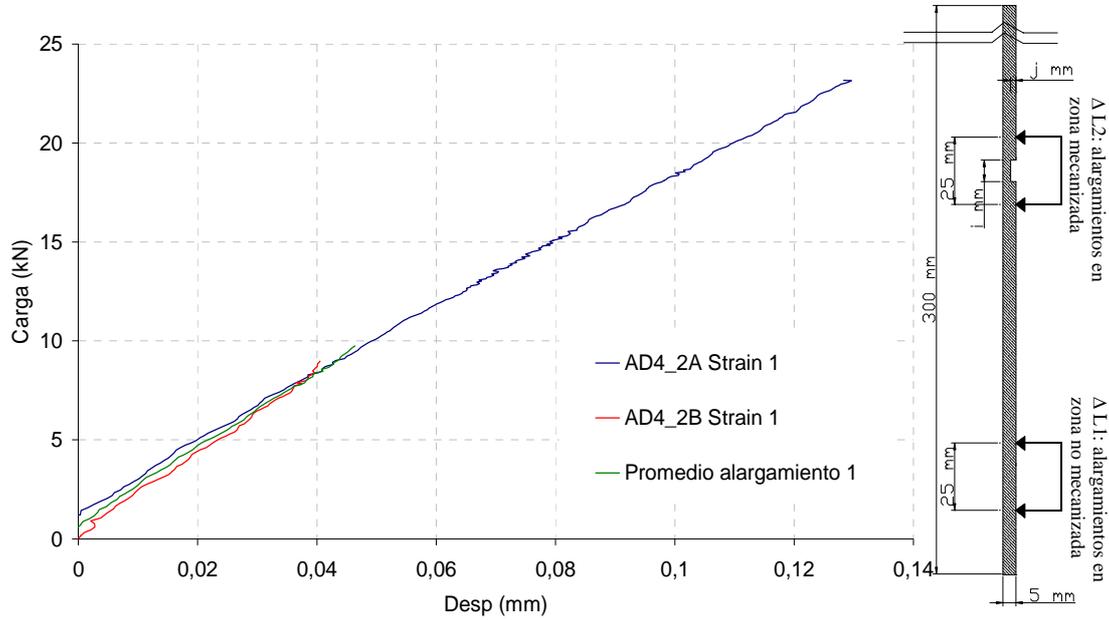


Figura 4.28: Curva carga-desp obtenida del promedio de la elongación de las probetas AD4\_2A y AD4\_2B

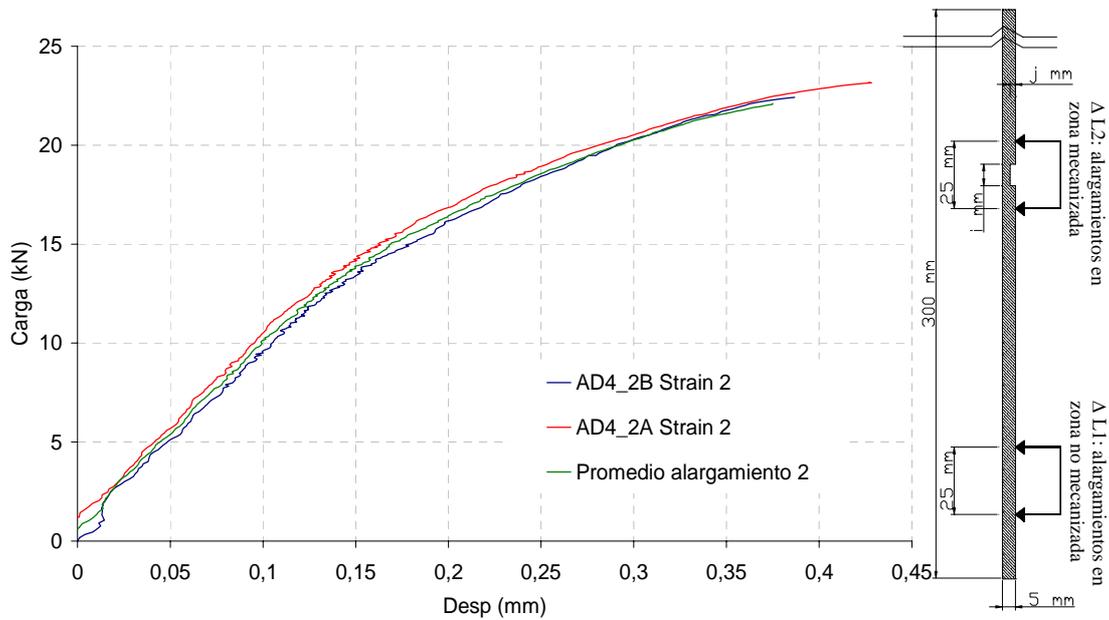


Figura 4.29: Curva carga-desp obtenida del promedio de la elongación de las probetas AD4\_2A y AD4\_2B

Los siguientes resultados son de las probetas con un desbaste mecánico de 8mm de ancho y 1mm de profundidad: AD8\_1A y AD8\_1B.

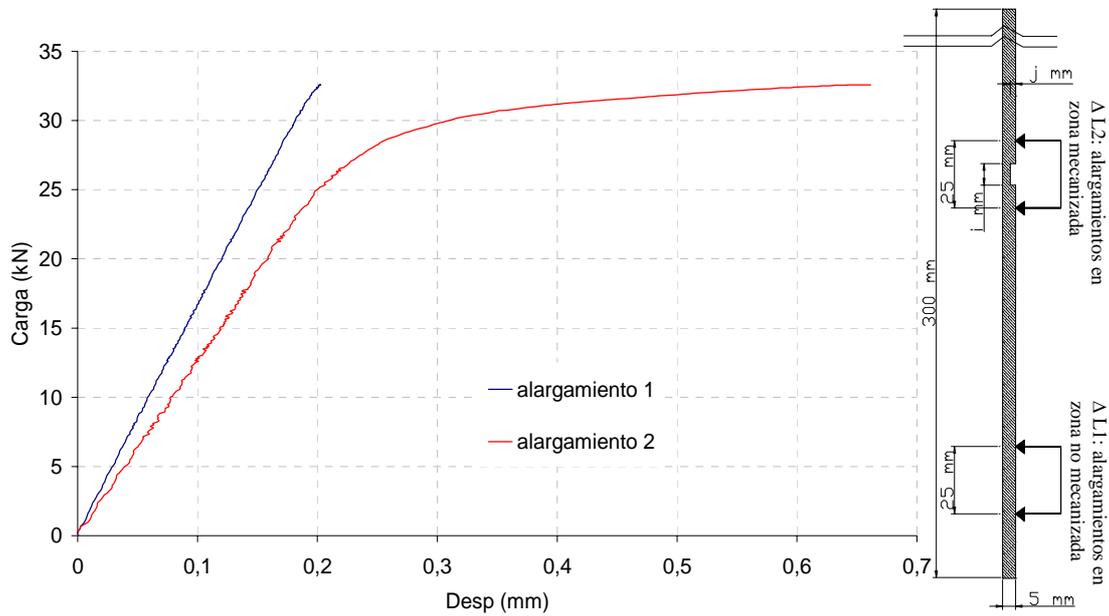


Figura 4.30: Curvas carga-desp de los dos transductores extensométricos colocados en la probeta AD8\_1A

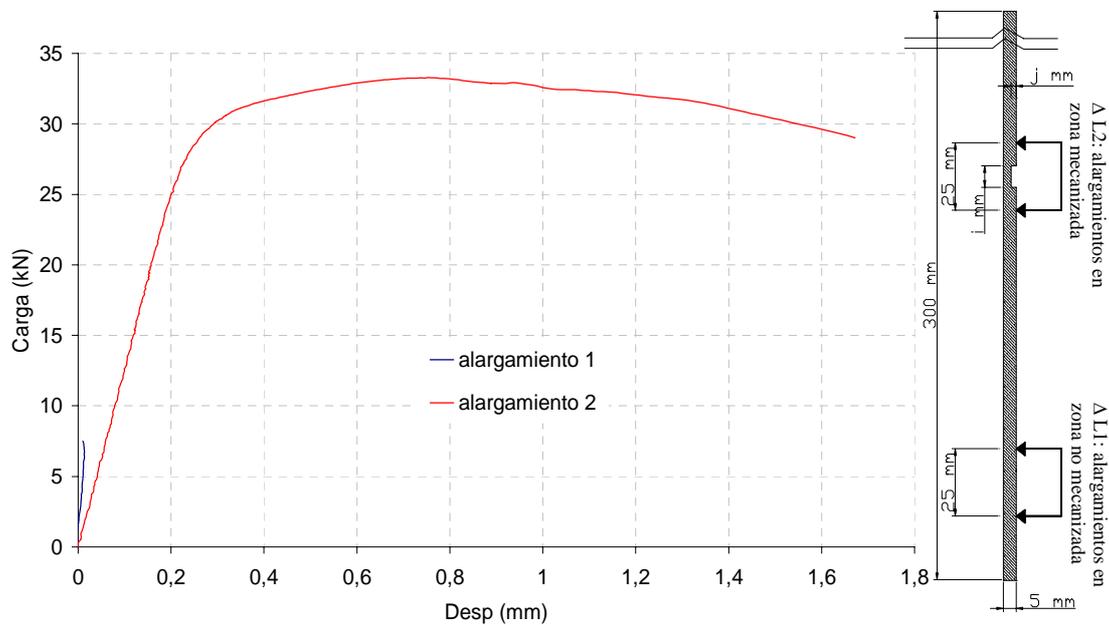


Figura 4.31: Curvas carga-desp de los dos transductores extensométricos colocados en la probeta AD8\_1B

Se compararon las elongaciones de cada tramo medido en las dos probetas y se obtuvo el promedio de estos alargamientos tanto para la zona no mecanizada, como para la mecanizada.

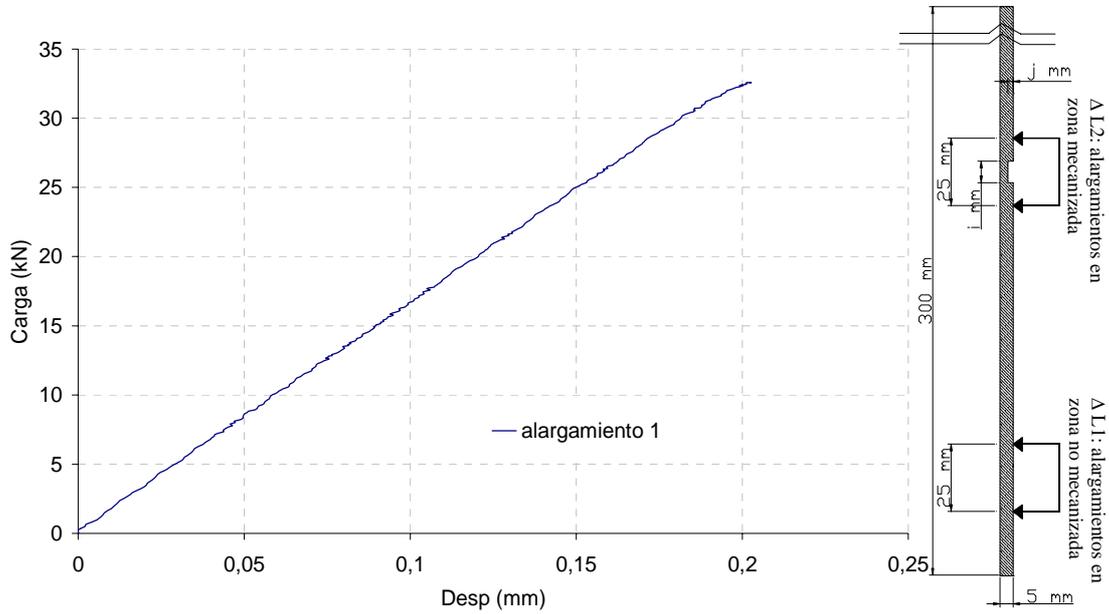


Figura 4.32: Curva carga-desp obtenida del promedio de la elongación de las probetas AD8\_1A y AD8\_1B

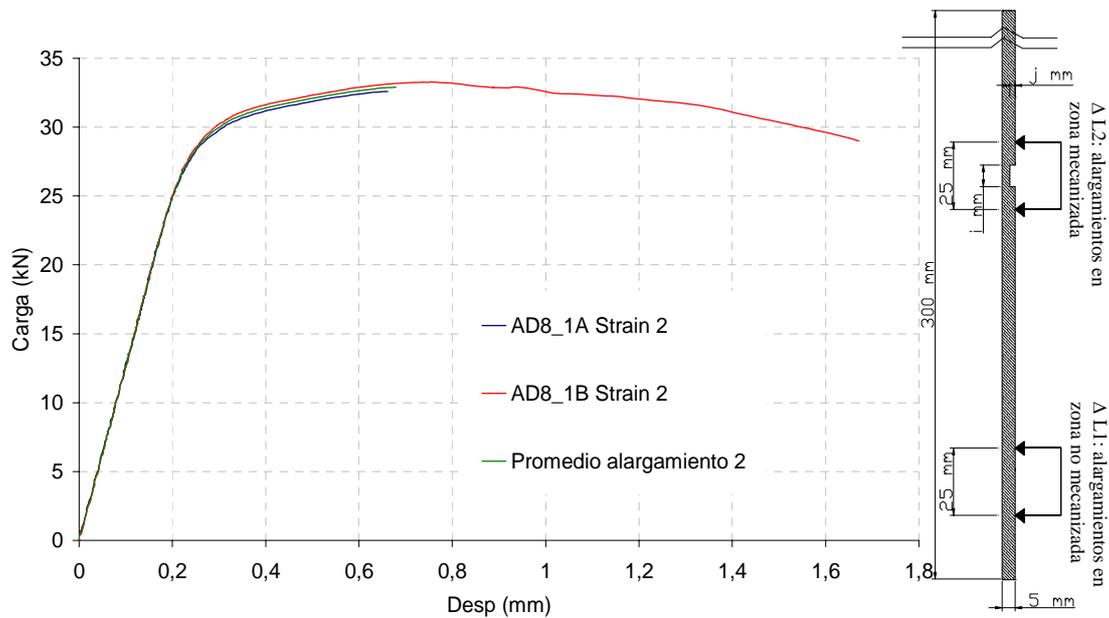


Figura 4.33: Curva carga-desp obtenida del promedio de la elongación de las probetas AD8\_1A y AD8\_1B

Los siguientes resultados son de las probetas con un desbaste mecánico de 8mm de ancho y 1mm de profundidad: AD8\_2A y AD8\_2B.

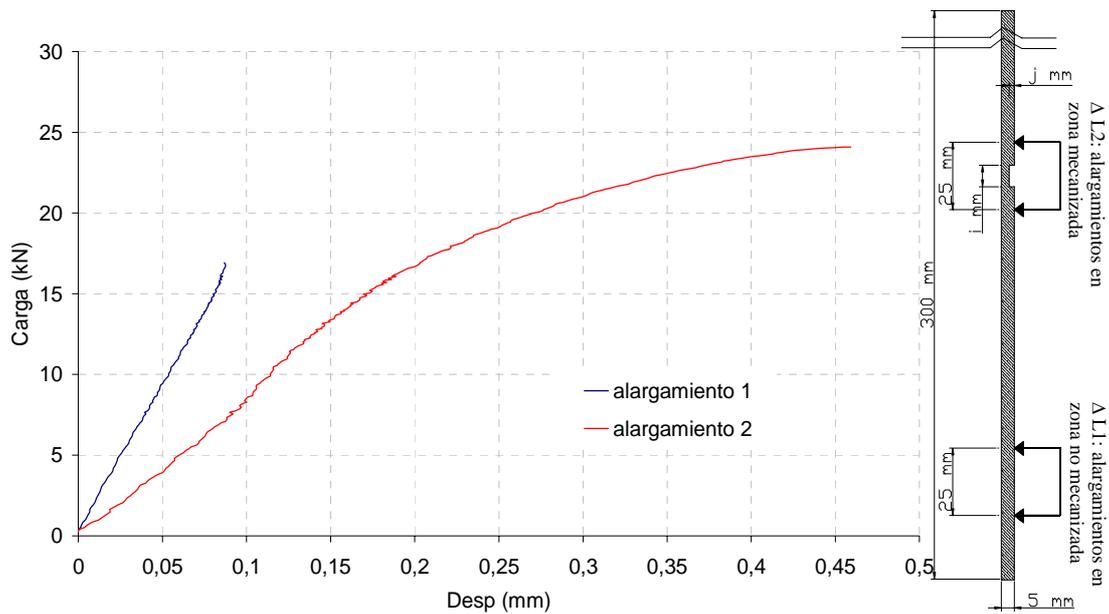


Figura 4.34: Curvas carga-desp de los dos transductores extensométricos colocados en la probeta AD8\_2A

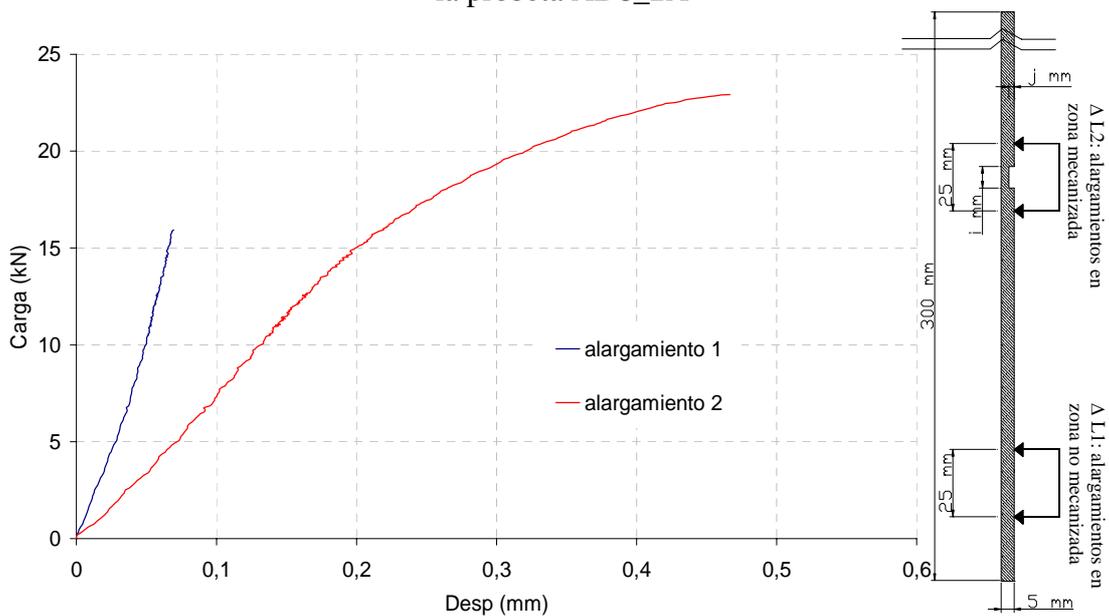


Figura 4.35: Curvas carga-desp de los dos transductores extensométricos colocados en la probeta AD8\_2B

### 4.3.1. COMPORTAMIENTO MECÁNICO PARA LAS DISTINTAS PROFUNDIDADES DE ENTALLA REALIZADAS (ANCHO CONSTANTE)

Una vez analizado los resultados para cada tipo de desbaste mecánico, se compararon los comportamientos de las probetas con las diferentes entallas. En primer lugar se

comparan los alambres con un ancho de desbaste de 1mm, luego para un ancho de 4mm y finalmente para 8mm, variando para las profundidades de entalla de 1y 2mm,

Zona no mecanizada

A continuación se podrá observar que, en el caso de los alargamientos medidos sobre las zonas no mecanizadas de las probetas, no existe variación alguna de éstos, independientemente de la profundidad de entalla que haya sufrido el tramo central de la probeta.

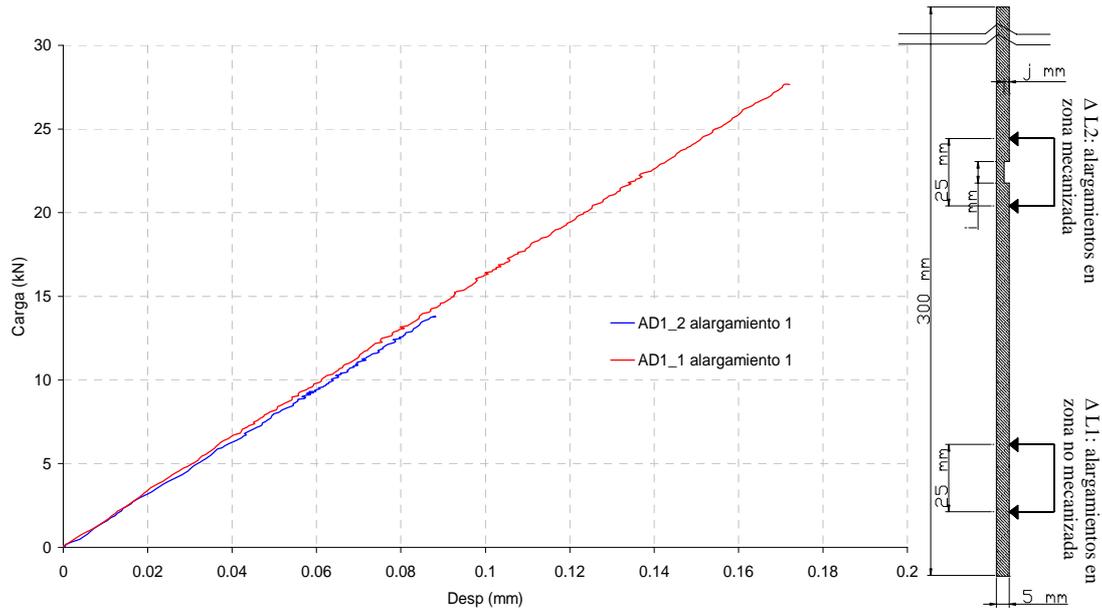


Figura 4.36: Curva carga – desp del promedio de todas las probetas con un desbaste de 1mm de ancho y profundidades de 1mm y 2mm. Zona no mecanizada.

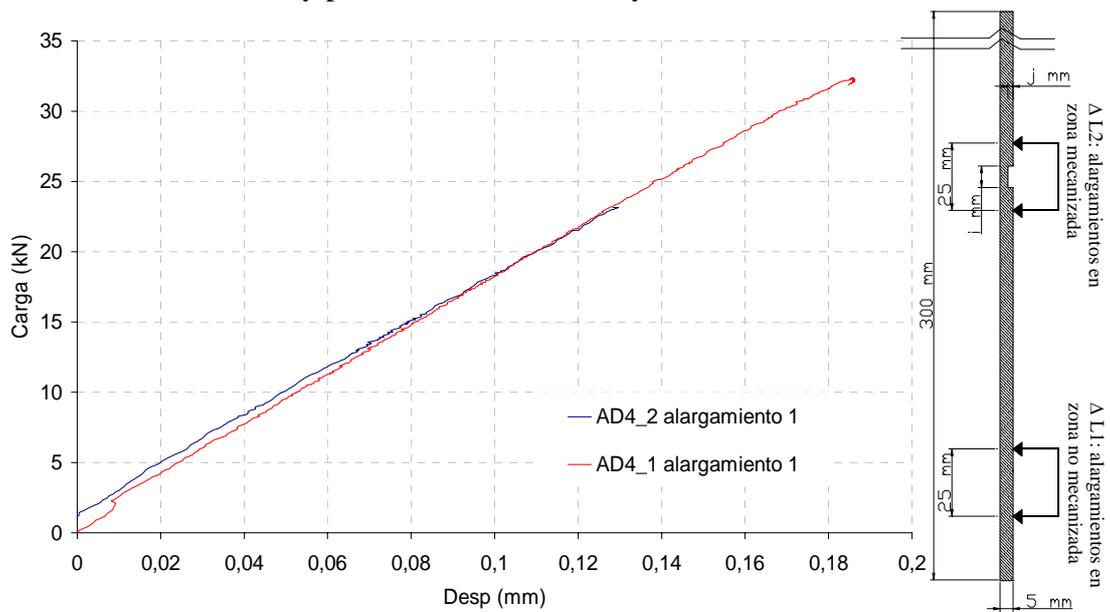


Figura 4.37: Curva carga – desp del promedio de todas las probetas con un desbaste de 4mm de ancho y profundidades de 1mm y 2mm. Zona no mecanizada.

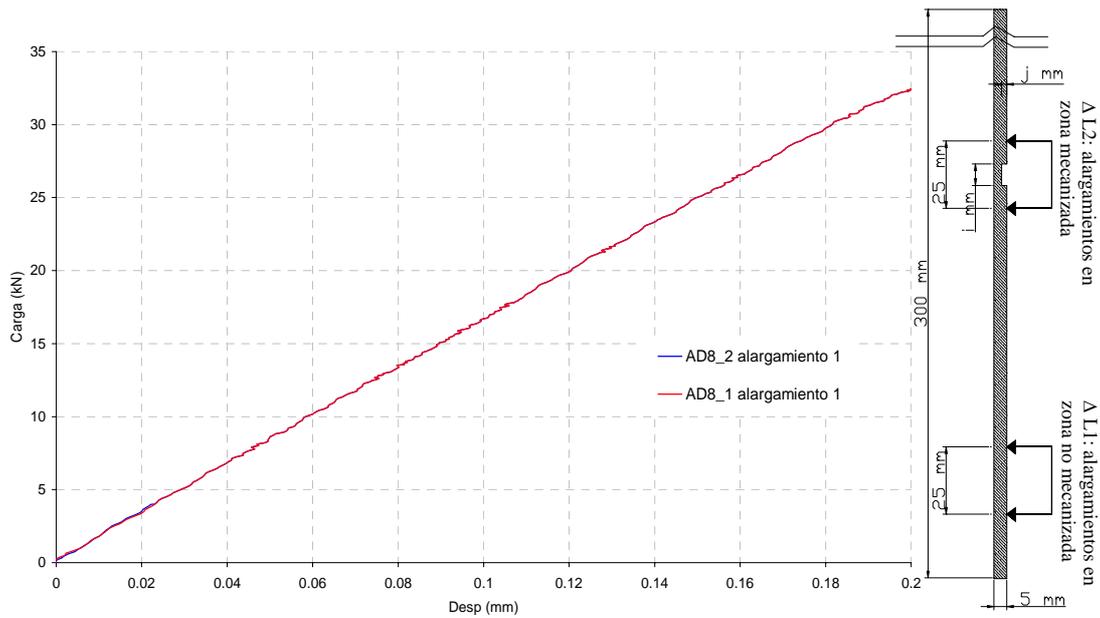


Figura 4.38: Curva carga – desp del promedio de todas las probetas con un desbaste de 8mm de ancho y profundidades de 1mm y 2mm. Zona no mecanizada.

Se puede decir que la probeta funciona como dos resortes puestos en serie, donde el comportamiento de uno es independiente del otro, y lo único que tienen en común es el valor de la carga de rotura que alcanzan, como se verá en los siguientes párrafos.

#### Zona mecanizada

A continuación se presenta el mismo análisis realizado pero comparando los alargamientos de la zona mecanizada del promedio de las probetas (Strain 2) para cada ancho de entalla y las dos profundidades propuestas.

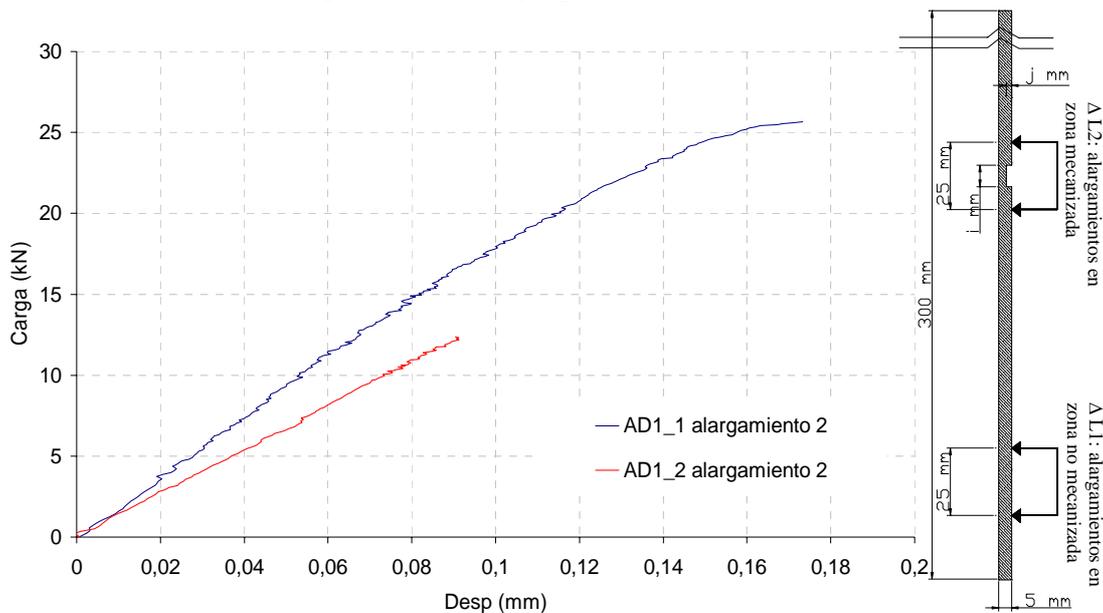


Figura 4.39: Curva carga – desp del promedio de todas las probetas con un desbaste de 1mm de ancho y profundidades de 1mm y 2mm. Zona Mecanizada

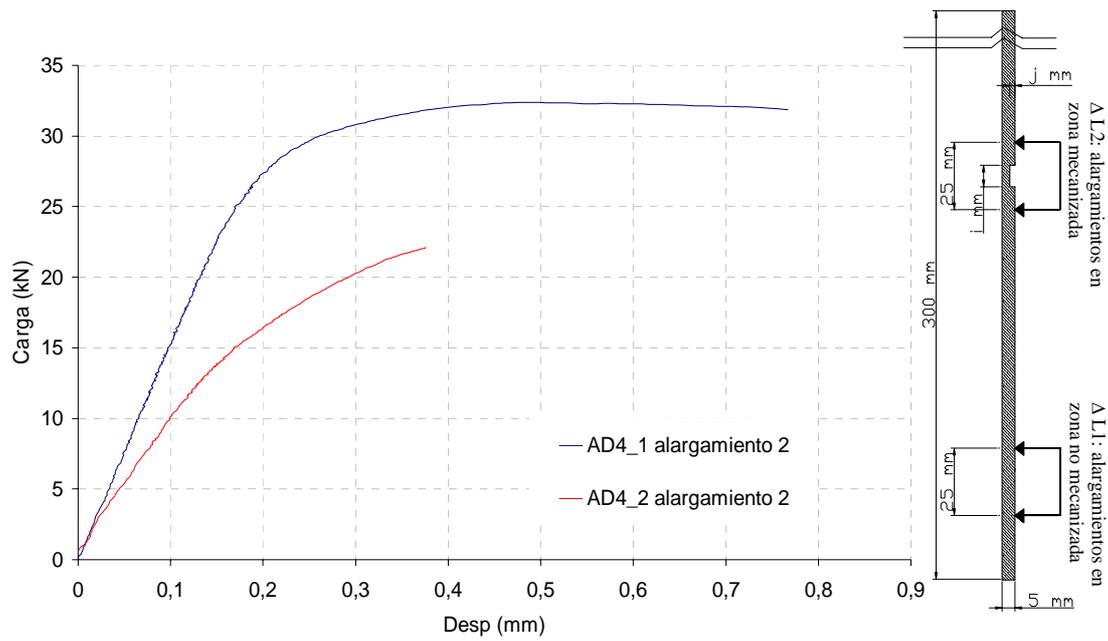


Figura 4.40: Curva carga – desp del promedio de todas las probetas con un desbaste de 4mm de ancho y profundidades de 1mm y 2mm. Zona Mecanizada

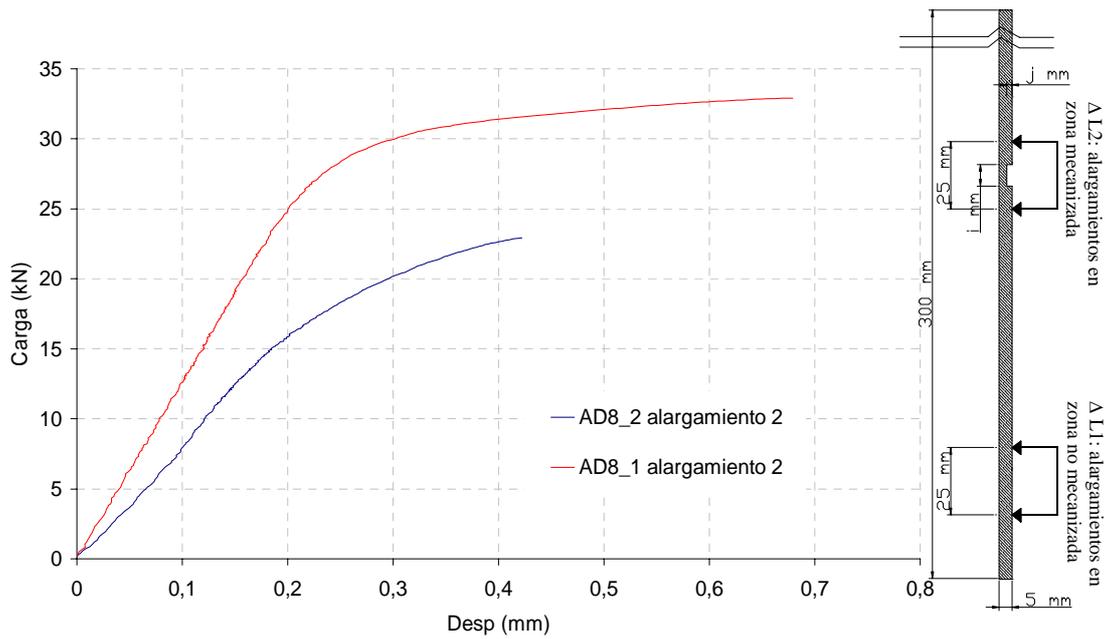


Figura 4.41: Curva carga – desp del promedio de todas las probetas con un desbaste de 8mm de ancho y profundidades de 1mm y 2mm. Zona Mecanizada

De las curvas anteriores podemos decir que, a diferencia de lo observado en la zona no mecanizada, la profundidad de las entallas tiene una gran influencia en la rigidez de las piezas. A medida que ésta aumenta, la rigidez disminuye.

### 4.3.2. COMPORTAMIENTO MECÁNICO PARA LOS DISTINTOS ANCHOS DE ENTALLAS REALIZADOS (PROFUNDIDAD CONSTANTE)

Se presentan a continuación las figuras donde se comparan el comportamiento mecánico de las probetas con distintos anchos de desbaste e igual profundidad.

#### Zona no mecanizada – Profundidad 1 mm

Como se mencionó en los apartados anteriores, en la zona no mecanizada no se observa ninguna variación en el comportamiento mecánico de la pieza. Todas las probetas tienen el mismo comportamiento mecánico, independientemente del mecanizado que hayan sufrido (Figura 4.42).

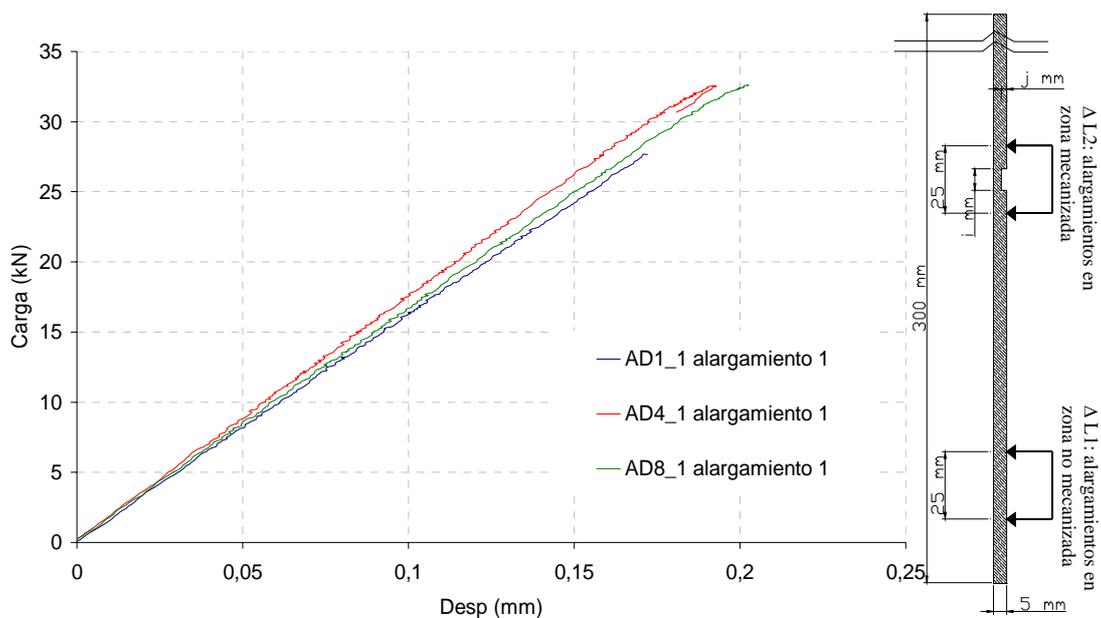


Figura 4.42: Curva carga – desp de las probetas con anchos de entalla de: 1, 4 y 8mm y profundidad de 1mm. Zona no mecanizada

#### Zona Mecanizada – Profundidad 1mm

En la zona mecanizada se observa claramente la influencia del ancho de desbaste en la probeta. Se ve como a medida que disminuye el ancho, la pieza pierde ductilidad cuando se la ensaya hasta rotura.

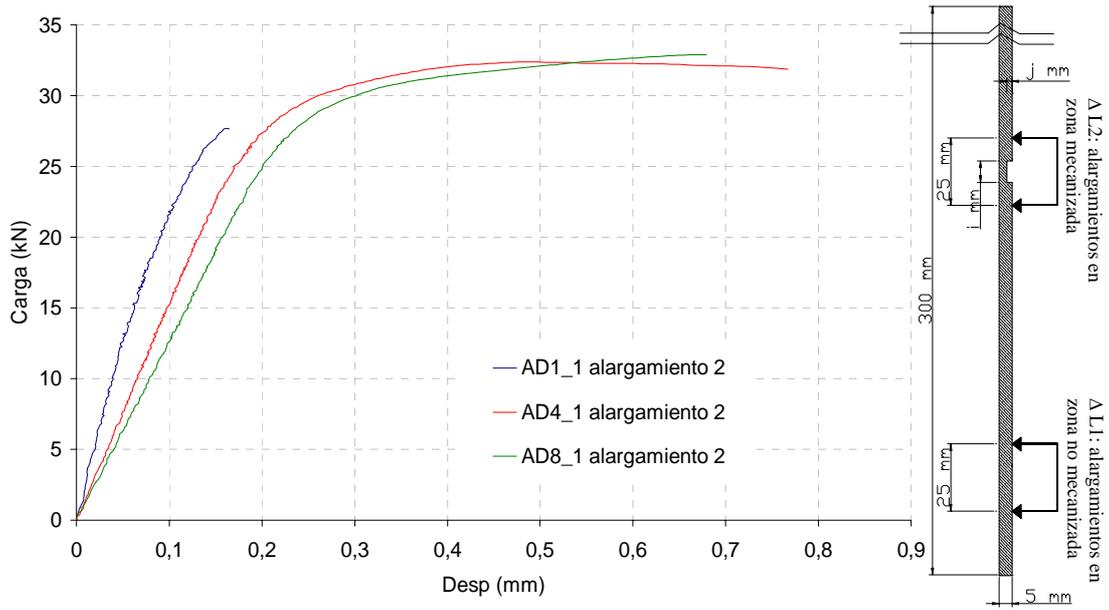


Figura 4.43: Curva carga – desp de las probetas con anchos de entalla de: 1, 4 y 8mm y profundidad de 1mm. Zona mecanizada

Zona no mecanizada – Profundidad 2 mm

Se realizó el mismo análisis para las probetas con una profundidad de desbaste de 2mm

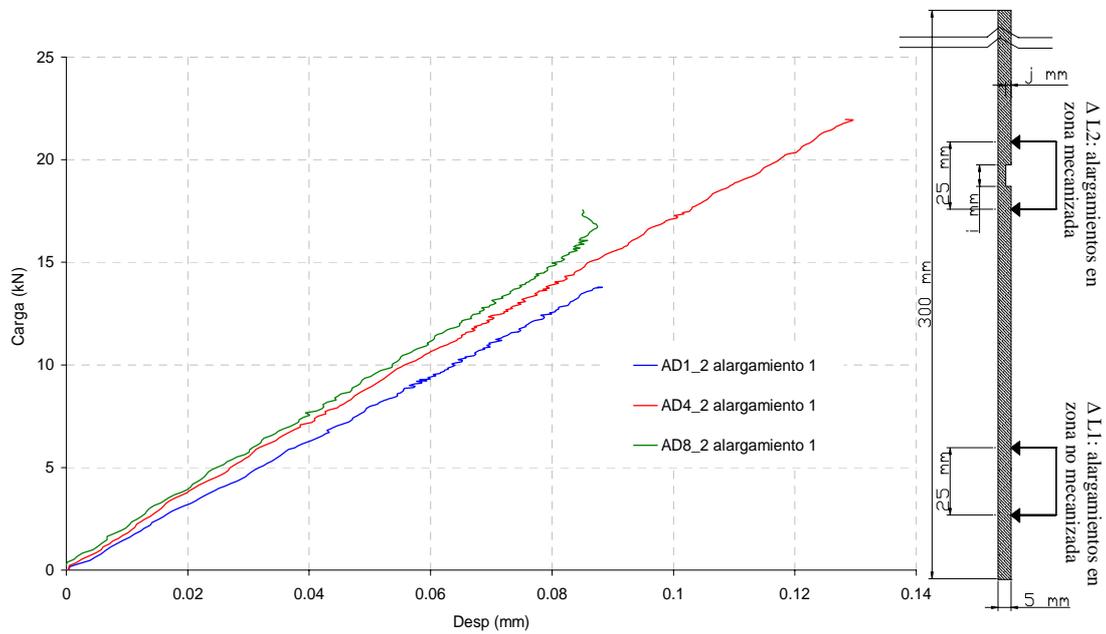


Figura 4.44: Curva carga – desp de las probetas con anchos de entalla de: 1, 4 y 8mm y profundidad de 2mm. Zona no mecanizada

Zona mecanizada – Profundidad 2 mm

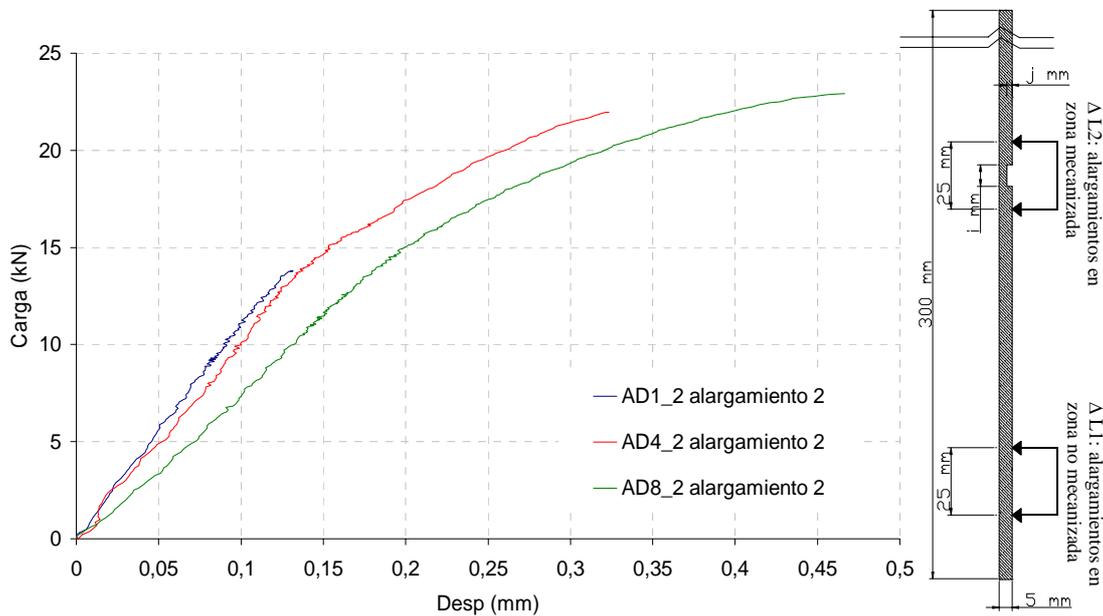


Figura 4.45: Curva carga – desp de las probetas con anchos de entalla de: 1, 4 y 8mm y profundidad de 2mm. Zona mecanizada

De los gráficos anteriores se puede decir que, analizando la variación del ancho de entalla para una profundidad constante, como en el caso anterior (profundidad 1mm), el comportamiento de las piezas presenta mayor ductilidad frente a rotura, cuanto mayor es al ancho de desbaste sufrido. Esto indica la importancia de una picadura debido a un proceso de corrosión localizada, ya que se generará una rotura frágil de una estructura sin previo aviso y para una carga más pequeña que la deducida según la resistencia de materiales.

**4.3.3. COMPORTAMIENTO MECÁNICO COMPARANDO ANCHOS Y PROFUNDIDADES DE LAS ENTALLAS DE TODAS LAS PROBETAS**

Por último, para poder comparar todas las curvas obtenidas de las probetas ensayadas, tanto para la zona no mecanizada como para la mecanizada, se grafican las curvas carga-desplazamiento y se las muestran a continuación.

Zona no mecanizada

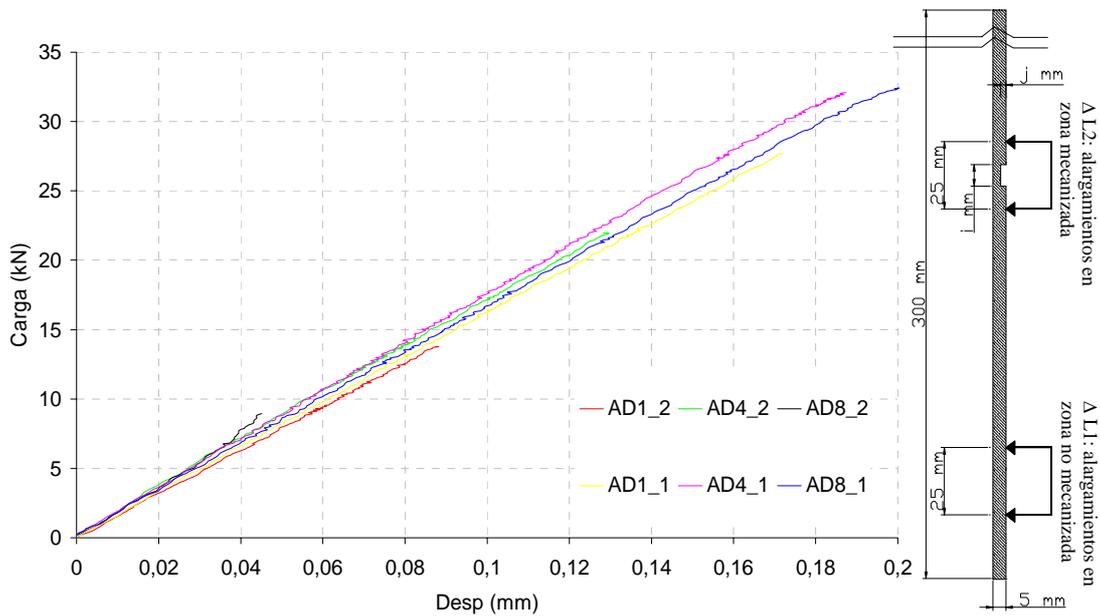


Figura 4.46: Curva carga-desp de todas las probetas ensayadas. Zona no mecanizada

Como se ha visto en todos los apartados anteriores se puede concluir que un alambre de acero que sufre una entalla, la zona que no la contiene, no revela ningún indicio del problema.

Zona mecanizada

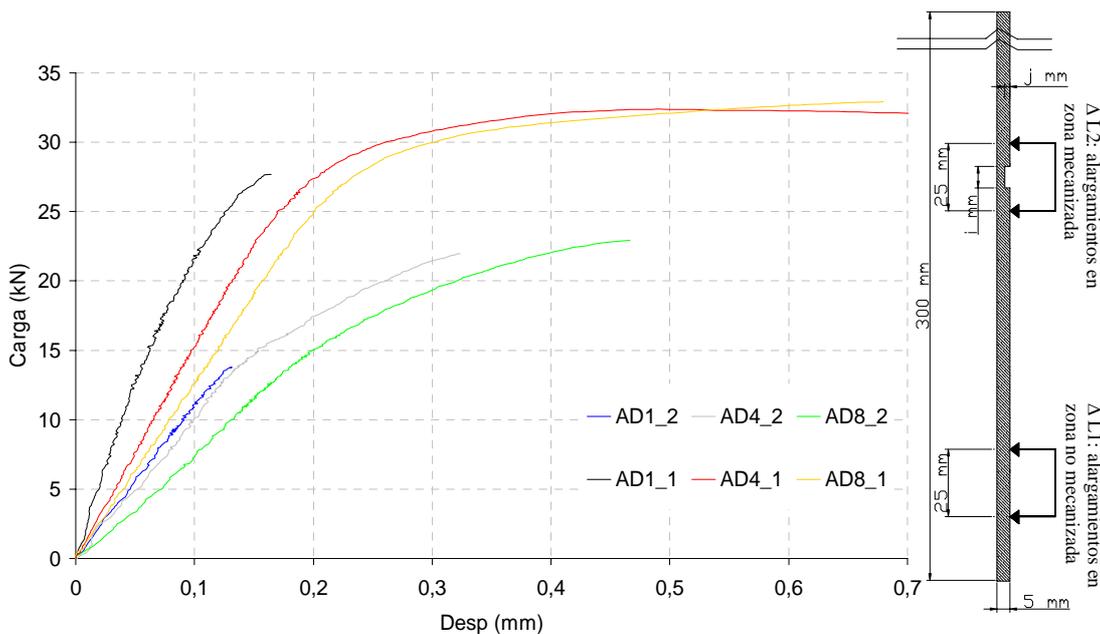


Figura 4.47: Curva carga-desp de todas las probetas ensayadas. Zona mecanizada

En este gráfico se observa como el efecto entalla en la capacidad portante de los alambres de acero de pretensar, tanto en pérdida de ductilidad como de rigidez.

En la siguiente tabla se presentan los valores de carga de rotura para cada tipo de desbaste realizado en las probetas.

Tabla 4.6: Valores de  $f_u$  y  $i_{rdt}$  de las probetas

Probeta	Profundidad (mm)	$f_u$ (kN)	$i_{rdt} * 100$
Referencia	0	38.1802	100
AD1_1	1	27.6775	72.49176275
AD4_1	1	32.3853	84.8222377
AD8_1	1	32.9028	86.17765229
AD1_2	2	13.7879	36.11269716
AD4_2	2	21.9574	57.50991352
AD8_2	2	22.9195	60.02980603

También, con todos estos datos se determinó un factor que representa el efecto entalla (Tabla 4.7).

Tabla 4.7: Determinación del efecto entalla

Probeta	Secciones iniciales	Secciones finales	Carga de rotura	Tensión rotura teórica nominal	Tensión rotura experimental	Efecto entalla
	$A_i$ (mm <sup>2</sup> )	$A_f$ (mm <sup>2</sup> )	$F_u$ (kN)	$\sigma_u = (F_u/A_i)$ (MPa)	$\sigma_{exp}$ (MPa)	$K = \sigma_u/\sigma_{exp}$
Ref	19.635	19.635	38.180	1944.502	1944.502	1.000
AD1_1	19.635	17.345	27.678	1595.715	1944.502	0.821
AD4_1	19.635	17.345	32.385	1867.131	1944.502	0.960
AD8_1	19.635	17.345	32.903	1896.967	1944.502	0.976
AD1_2	19.635	13.036	13.788	1057.715	1944.502	0.544
AD4_2	19.635	13.036	21.957	1684.424	1944.502	0.866
AD8_2	19.635	13.036	22.920	1758.230	1944.502	0.904

#### 4.4. CONCLUSIONES

Se estudió el efecto de la forma y tamaño de las picaduras provocadas por un ataque de corrosión localizado sobre el comportamiento mecánico de los aceros. Para

alcanzar estos objetivos se realizaron ensayos con probetas de acero a las cuales se le realizaron diferentes desbastes mecánicos, donde se intenta abarcar desde un defecto puntual hasta una degradación más amplia de la pieza. De esta manera, se quería abarcar situaciones con degradaciones extremas para estudiar el efecto “entalla” en los aceros que producen las picaduras de ataque de los iones cloruro, tanto para distintas formas, longitudes y profundidades de éstas.

De este estudio se puede decir que:

- La forma del desbaste (longitud y profundidad) tiene una influencia muy importante en la disminución de la carga de rotura.
- Se ha observado que un desbaste de poca longitud provoca una reducción considerable de la carga de rotura y totalmente frágil. También, a medida que se aumenta la longitud de desbaste la rotura es cada vez más dúctil, semejante a la rotura de los alambres de referencia, y la reducción de la carga es menor que en el caso de longitud mínima. *Es decir de efecto de entalla es muy significativo.*
- También la profundidad del desbaste tiene una gran influencia: a mayor profundidad de desbaste y menor longitud, la rotura es totalmente frágil, y la carga de rotura es sustancialmente menor que la de los alambres de referencia.
- Por lo tanto, mientras más localizada sea la entalla, menos capacidad portante tiene la pieza y más frágil es la rotura. Teniendo en cuenta que un ataque de corrosión localizado provoca picaduras de muy poca profundidad, pero profundas, se entiende perfectamente el fenómeno de rotura de las estructuras de hormigón pretensado sometidas a un ataque de corrosión.
- Un defecto, como puede ser el mecanizado, genera un comportamiento mecánico local de esa zona particular, pero que no se ve reflejado en la respuesta de la zona no mecanizada. Por esto, las eventuales disminuciones de sección producidas por la corrosión influyen apenas en la rigidez.

#### **4.5. ÍNDICE DE DEGRADACIÓN DEBIDO A LOS DESBASTES MECÁNICOS**

También se presenta otra relación propuesta a partir de los datos experimentales, que relaciona la masa inicial de las probetas y la masa residual de las mismas después de las entallas.

La masa de las probetas se obtuvo empíricamente a partir de los datos del volumen desbastado que son datos experimentales.

Así:

$$I_{mr} = \frac{m_u}{m_i}$$

Donde:

$I_{mr}$ : índice de degradación (índice de masa residual)

$m_u$ : masa de la probeta con entalla

$m_i$ : masa de la probeta de referencia

Tabla 4.8: Valores de la masa y del índice de degradación propuesto

Probeta	Seccion inicial (mm2)	Seccion final (mm2)	Ancho entalla (mm)	Ancho restante (mm)	Volumen entalla (mm3)	Volumen total (mm3)	Volumen restante (mm3)	Masa empírica (gr)	imr
Ref	19.6350	19.6350	0.0000	300.0000	0.0000	5890.4862	5890.4862	44.7677	1.0000
AD1_1	19.6350	17.3450	1.0000	299.0000	17.3450	5870.8513	5853.5063	44.4866	0.9937
AD4_1	19.6350	17.3450	4.0000	296.0000	69.3798	5811.9464	5742.5666	43.6435	0.9749
AD8_1	19.6350	17.3450	8.0000	292.0000	138.7596	5733.4066	5594.6470	42.5193	0.9498
AD1_2	19.6350	13.0356	1.0000	299.0000	13.0356	5870.8513	5857.8157	44.5194	0.9945
AD4_2	19.6350	13.0356	4.0000	296.0000	52.1422	5811.9464	5759.8042	43.7745	0.9778
AD8_2	19.6350	13.0356	8.0000	292.0000	104.2844	5733.4066	5629.1222	42.7813	0.9556

Se puede, también, determinar la reducción de la capacidad portante de las probetas con la relación entre la disminución de rigidez local (en 25 mm donde se realizó el mecanizado) y el índice de degradación. También se grafica la rigidez global de la probeta, donde se observa que una disminución tan pequeña de sección tiene una gran influencia local, pero no tan notoria a nivel de toda la probeta.

Tabla 4.9: Valores de rigidez de la probeta y de la zona atacada

Probeta	$f_u$ (kN)	$i_{drt} * 100$	Masa (gr)	$I_{mr}$	$R_{za}$ (kN/mm)	$R_p$ (kN/mm)
Referencia	38.1802	100	44.76769531	1	7608.04895	16.4841061
AD1_1	27.6775	72.49176275	44.48664801	0.99372221	6340.63101	13.5506502
AD4_1	32.3853	84.8222377	43.64350611	0.97488838	1031.129	12.7568998
AD8_1	32.9028	86.17765229	42.5193169	0.94977677	394.59262	13.9625287
AD1_2	13.7879	36.11269716	44.51939945	0.99445368	2787.92801	13.1109758
AD4_2	21.9574	57.50991352	43.77451187	0.97781473	634.570775	14.3720915
AD8_2	22.9195	60.02980603	42.78132842	0.95562946	260.374877	14.900523

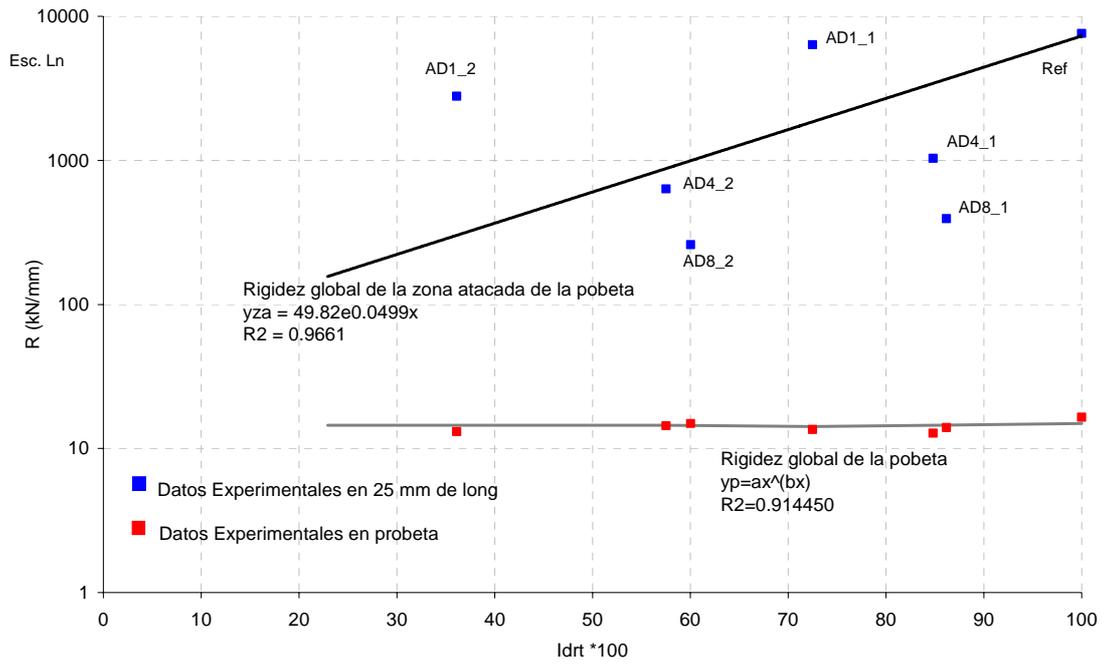


Figura 4.48: Reducción de la rigidez en función de la degradación de la sección de la probeta



# Capítulo 5

## **PROGRAMA EXPERIMENTAL: ACEROS DE PRETENSAR: DEGRADACIÓN QUÍMICA**

### **5.1. INTRODUCCIÓN**

En este capítulo se presenta el desarrollo experimental realizado con aceros para estudiar la velocidad de degradación de las propiedades mecánicas y pérdidas de masa en función de un ataque con cloruros en el tiempo.

Para alcanzar este objetivo se colocaron probetas de acero de pretensar en una solución de cloruro de sodio al 15%, unas sometidas a tensión ( $\sigma = 0,55f_{\max}$ ) y otros sin tensión alguna. Posteriormente, y transcurridos distintos tiempos de ataque químico, se ensayaban hasta rotura. De este modo se pretendía establecer la influencia de la tensión de tesado y del tiempo de exposición al agente agresivo.

Este capítulo se organiza de la siguiente manera: se presenta, en primer lugar, el estado del conocimiento sobre el acero de pretensar, luego las campañas experimentales

realizadas por nosotros, posteriormente se presentan y analizan los resultados obtenidos, para finalmente exponer las conclusiones de este estudio.

## **5.2. CARACTERÍSTICAS DEL ACERO DE PRETENSAR**

El alambre trefilado de acero eutectoide tiene una gran cantidad de aplicaciones industriales. Una de ellas es como armadura activa en las estructuras de hormigón pretensado y postesado. El proceso de obtención de estos alambres es el de trefilado continuo del material de partida denominado alambrón. El alambrón se hace pasar por una serie de hileras consecutivas que van reduciendo el diámetro por deformación en frío hasta alcanzar las dimensiones y las propiedades adecuadas.

Durante el proceso de trefilado es habitual la formación de ciertas irregularidades superficiales que denominaremos, a partir de ahora, como defectos. Estos defectos provocados por el proceso se añaden a los ya existentes en el material que tienen su origen en el proceso de obtención de la materia prima o alambrón.

Otro problema asociado a este proceso es la aparición de tensiones residuales en el alambre. Las tensiones residuales aparecen como resultado de la respuesta del material a una distribución no homogénea de las deformaciones plásticas experimentadas durante el trefilado del alambre (Atienza, J. M., 2001).

El estado superficial del alambre caracterizado por las tensiones residuales y la distribución de los defectos parecen tener una gran influencia en su acritud y propensión a la rotura frágil (Elices, M., 1985), disminuyendo la vida en fatiga (Llorca, J.; Sánchez-Galvéz, V., 1997) y aumentando la susceptibilidad a la corrosión bajo tensión (Elices, M.; Maeder, G.; Sánchez-Gálvez, V., 1983).

Las roturas por corrosión bajo tensión en los tendones activos de las estructuras pretensadas pueden ser un problema cuando las estructuras están sometidas a un ambiente agresivo. La experiencia ha mostrado que la durabilidad de los tendones de acero utilizados en el pretensado es suficiente cuando están protegidos por hormigón sano y sin fisuras. No obstante si no lo están, se pueden desarrollar fisuras bajo la acción combinada de la tensión y el ambiente agresivo. Estas fisuras pueden crecer con tensiones del orden de la tensión de trabajo y provocar la rotura de los tendones. Hay constancia de que se han producido roturas por esta causa, véanse los casos publicados por CUR (CUR, 1971), Phillips (Phillips E., 1975), Podolny (Podolny W. Jr., 1992), Nürnberger (Nürnberger U., 2003).

Los diferentes autores no se ponen de acuerdo en establecer el mecanismo que produce la corrosión bajo tensión, para unos el único responsable es la fragilización por hidrógeno mientras que, para otros la disolución anódica (ataque por cloruros) puede desempeñar un papel importante en el proceso, dependiendo del medio agresivo, del pH y del potencial eléctrico.

El procedimiento ideal para conocer la susceptibilidad de los alambres de pretensado a la corrosión bajo tensión es ensayar alambres tesados expuestos a un medio real (marino, industrial, urbano, etc.) y registrar el tiempo hasta su rotura o analizar el daño producido al cabo de un cierto tiempo.

No obstante a lo mencionado en el párrafo anterior, el ensayo que está más difundido hasta el momento es el propuesto por FIP que es un ensayo de tiocianato amónico (FIP Report nº 5, 1978), para controlar la fragilización por hidrógeno. Este ensayo es muy agresivo y tiene el inconveniente de la gran dispersión de resultados en el tiempo de rotura.

Hasta ahora los fabricantes e ingenieros no disponen de una normativa oficial que respalde y exija el buen comportamiento del acero frente a la corrosión bajo tensión, debido a que este ensayo no se acepta por unanimidad (Atienza, J. M., 2005).

En este sentido, la presente investigación pretende estudiar el comportamiento de los aceros frente a una situación real de un ataque acelerado de cloruros.

### **5.3. DESCRIPCIÓN DE ENSAYOS**

#### **5.3.1. MATERIALES**

Para no tener variaciones en la calidad del material utilizado, en estos ensayos se también se utilizaron alambres y cordones de acero para armaduras de hormigón pretensado según Norma UNE 36094, fabricado por TYCSA S.A.

Se utilizaron probetas de 600 mm de longitud cada una (Norma UNE-EN10002-1), que se extraían de un cordón (1x7+0) de acero de alta resistencia, se extraía el alambre central por ser el más recto. El cordón tiene un diámetro nominal de 13 mm y el alambre extraído un diámetro nominal de 5mm (Figura 5.1). Las propiedades mecánicas y geométricas ya se han visto en el capítulo anterior

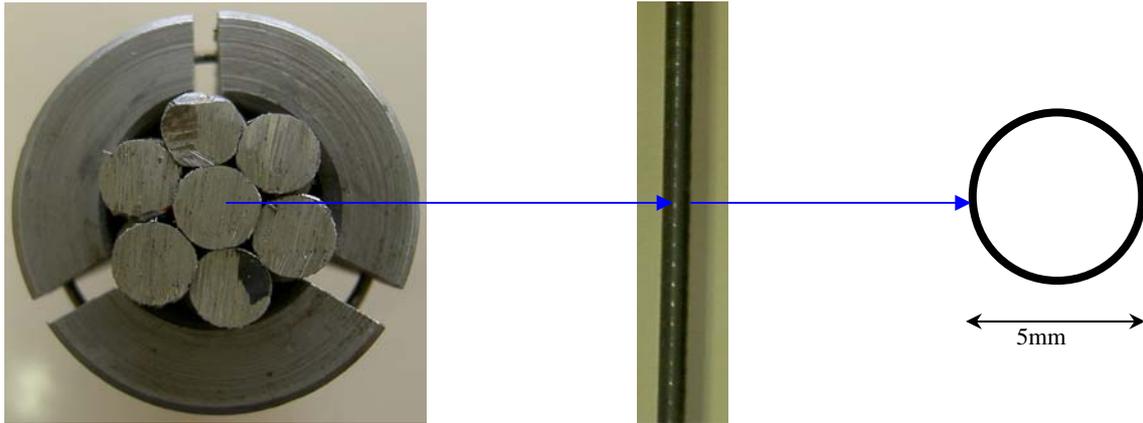


Figura 5.1: Probeta extraída del cordón de acero de pretensar

Se realizó un ataque acelerado con cloruro de sodio, utilizando la misma concentración que se utilizó en los ensayos de probetas de hormigón y morteros de inyección. Era una concentración 5 veces mayores a la del mar. Esta concentración es el punto de saturación del agua, que obtuvo experimentalmente en esta tesis, con lo cual es la mayor que podía utilizarse en un ataque acelerado. Este ataque se aplicó en probetas tesadas a un 55% de su carga de rotura, y en probetas sin tesar, para estudiar la influencia del tesado en estos ataques.

### 5.3.1.1. ACEROS SIN PRETENSAR

Se ensayaron 30 probetas de 600 mm de longitud de largo cada una. Debido a que la dispersión de resultados en los ensayos de tracción a rotura es muy grande, se utilizó la misma probeta para comparar la mitad atacada con la de referencia.

La probeta se cortaba en dos tramos de 300 mm, una mitad con su zona central atacada y la otra mitad de referencia. Las piezas se cortaban una vez cumplido el ciclo de ataque y previo al ensayo.

Previo a la colocación de las probetas en sus cámaras de ataque se las pesó para controlar cual sería la pérdida de masa a lo largo del ensayo.

Como cámaras de ataque se eligieron cajas de plástico de (110mm\*180mm\*30,5mm), este material nos asegura que no habrá problemas de sufrir el ataque químico. En los laterales y en el centro de los mismos se realizaron dos agujeros alineados de diámetro 5,5mm para poder pasar el alambre por ambos (Figura 5.2).



Figura 5.2: Caja plástica utilizada como cámara de ataque

Para asegurar la estanquidad y el aislamiento de la zona atacada, en los agujeros se colocaron dos pasamuros de rosca métrica de plástico y cabeza redonda, con ellos se asegura un sellado hermético a los líquidos. (Figura 5.3)



Figura 5.3: Rosca pasamuros

Tabla 5.1: Características técnicas de las rosca pasamuros, utilizadas en estos ensayos

Dimensiones (mm)		
Referencia Rosca	Ø de cable	Rosca
M12×1,5	3,5-7	8

Características técnicas	
Material	Poliamida
Temperatura de funcionamiento	de -20°C a +80°C
IP68 - 5 bar	

Una vez colocados los pasamuros en los agujeros realizados en las caras laterales de las cajas se pasaba el alambre de pretensar dejando 100 mm en uno de los extremos y 400 mm en el otro (Figura 5.4).

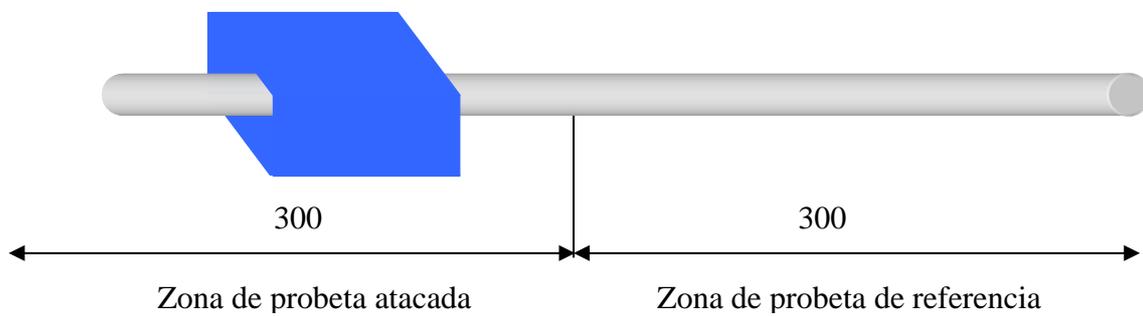


Figura 5.4: Esquema de aceros sin pretensar sometidos al ataque con cloruro de sodio

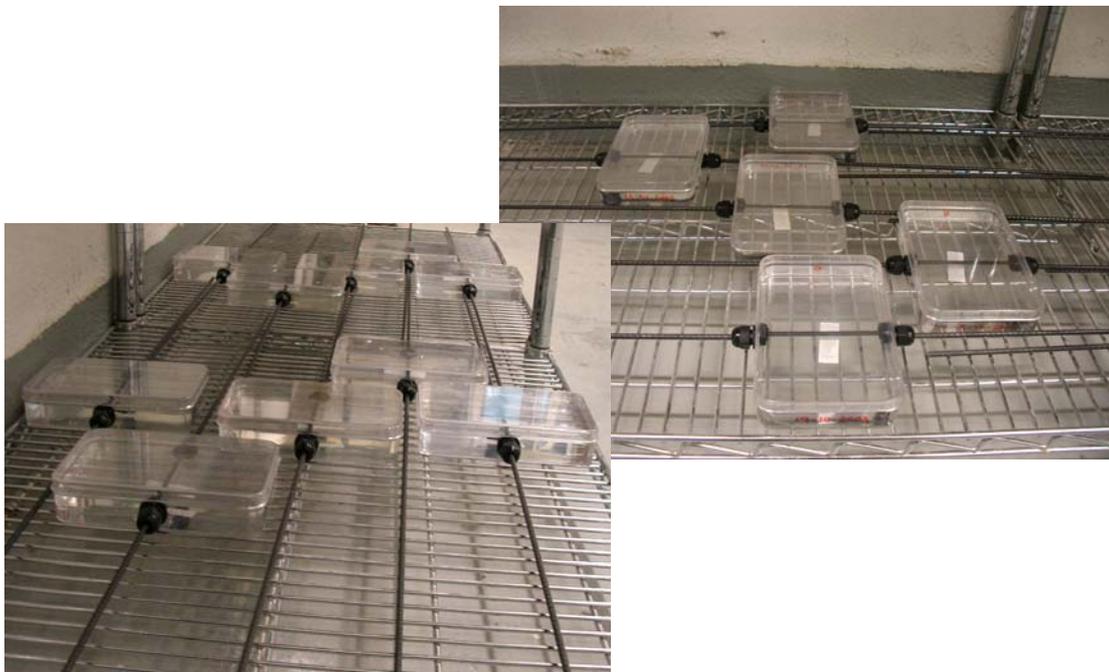


Figura 5.5: Aceros sin pretensar sometidos al ataque con cloruro de sodio

### **5.3.1.2. ACEROS PRETENSADOS**

De la bibliografía encontrada en la mayoría de los ensayos para aceros tesados se utilizan sistemas de palancas para lograr la tensión de los mismos. Este sistema presenta el inconveniente de que los espacios físicos que se necesitan para su montaje son de dimensiones considerables para alcanzar las tensiones necesarias para este tipo de aceros (Norma UNE36-464-86,1986; FIP Report N°5, 1978; Norma ISO 156630-3, 1991; Elices, M., Sánchez-Gálvez, V.; 1978, Olivares, M. A., 2002).

Por este motivo, se analizó la posibilidad de no utilizar un mecanismo de palancas, sino aprovechar los elementos existentes en el Laboratorio de Tecnología de las Estructuras de la Universidad Politécnica de Cataluña. De esta forma se planteó aprovechar los bastidores oleoneumáticos, de carga de compresión máxima 500 kN (Figura 5.5), que se utilizan para los ensayos de fluencia en la construcción del hormigón, como una alternativa viable. Con estos bastidores se podía lograr una carga de compresión suficiente para llegar a la tensión que se necesitaba en los alambres.



Figura 5.6: Bastidores de fluencia para hormigón

El problema a resolver era transformar esa fuerza de compresión en una de tracción. Para esto se diseñó un mecanismo bastante simple, consistente en un marco rectangular de (500mm\*400mm) de acero F114, que tenía una rótula en el lado superior, sendos agujeros en los laterales por donde se pasaba el alambre a tesar, mientras que el lado inferior estaba fijo en uno de los puntos de sujeción con el resto del marco y, en el otro, presentaba un ojal, que permitía su desplazamiento. De esta manera se absorbían las posibles deformaciones del alambre y la penetración de las cuñas (Figura 5.7).

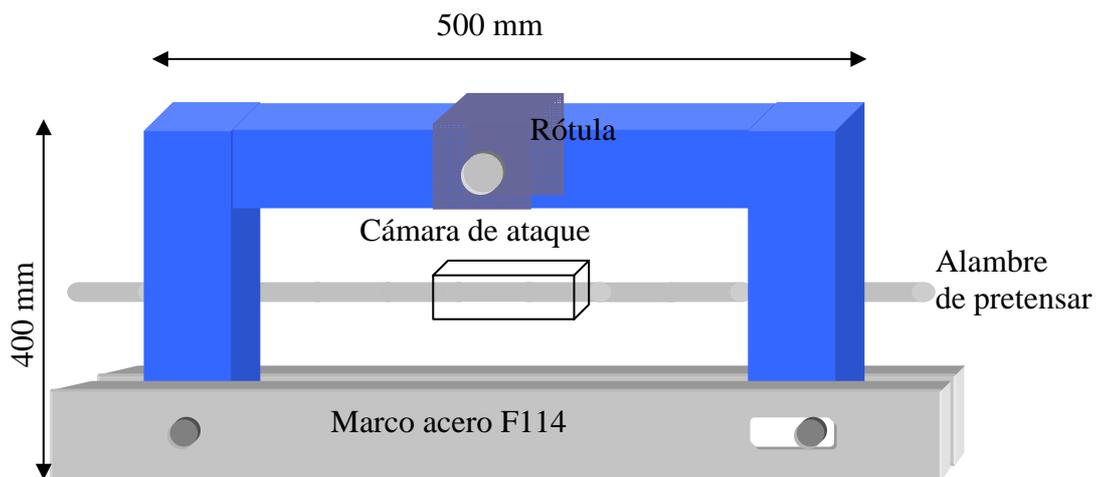


Figura 5.7: Esquema del marco de acero diseñado para tesar los alambres

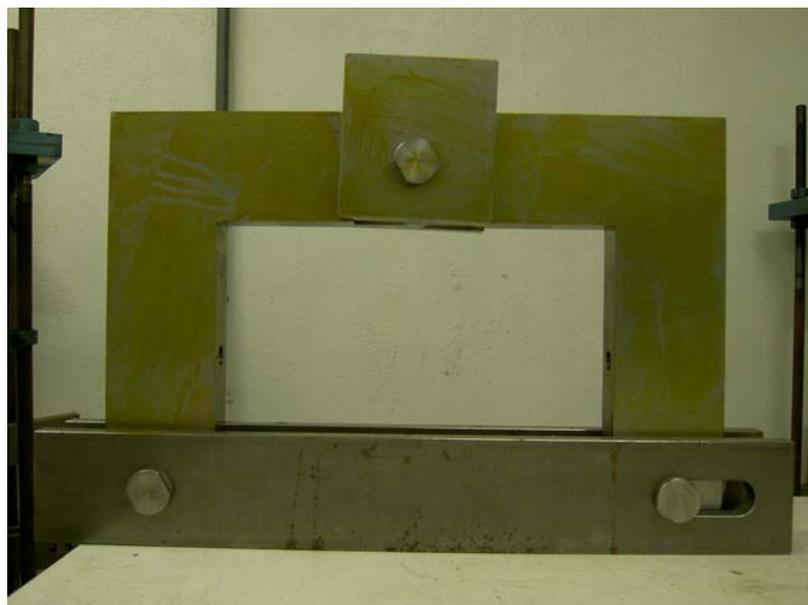


Figura 5.8: Marco de acero diseñado para tesar los alambres

De esta manera se logró obtener un dispositivo de ensayo muy simple, tanto en su montaje, como en su funcionamiento, con la gran ventaja que el espacio utilizado no superaba el metro cuadrado.

Una vez colocado el marco en el bastidor, se hacía pasar la probeta de alambre por los casquillos y el agujero del marco, se dejaba la caja de ataque en la zona central, y se atravesaba el otro agujero con el otro casquillo, para luego proceder a tesarlos (Figura 5.8).

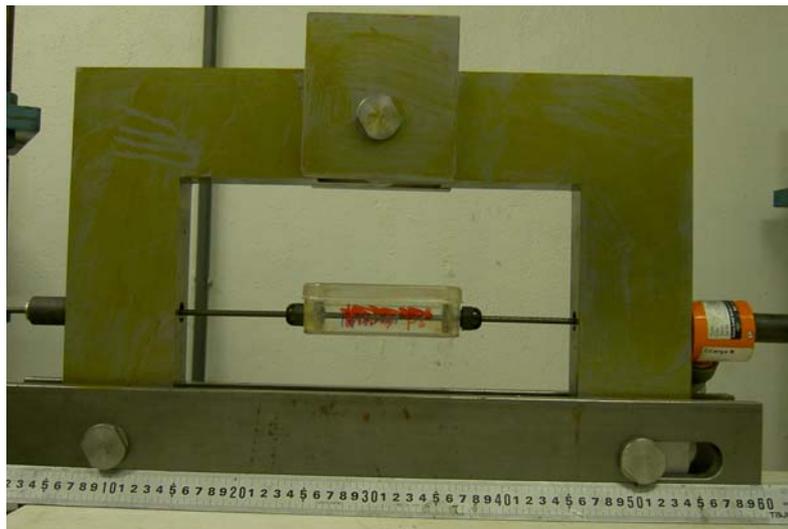


Figura 5.9: Montaje del marco

Se colocaron en los alambres células de carga de 50 kN, de la marca TML, con una resolución menor del 0,5% del fondo de escala. Para garantizar una carga constante de tesado durante los 12 meses que duraría esta campaña experimental (Figura 5.9).



Figura 5.10: Célula de carga 50kN

Las células de carga estaban conectadas a un sistema de adquisición de datos AGILENT 34970A con capacidad máxima de 60 canales con una resolución máxima de medida de  $6^{1/2}$  dígitos que tomaba lecturas cada hora, los datos se iban almacenando y graficando en un ordenador (Figura 5.11).



Figura 5.11: Sistema de adquisición de datos

Posteriormente se procedió a poner en carga los bastidores utilizando un gato de marca CTT Stronghold ZE50, con una capacidad máxima de 500 kN (Figura 5.12).



Figura 5.12: Puesta en carga de los bastidores

Los aceros de pretensado se dividen en distintas clases de relajación referidas a la relajación a 1000 horas ( $\rho_{1000}$ ) para tensiones iniciales iguales a 0,6; 0,7; 0,8 veces la resistencia a tracción característica ( $f_{max}$ ) (CEB-FIP, 1990). Para evitar el tema de relajación, debido a que los ensayos serían de larga duración, los alambres se tesaron al 55% de su resistencia a la tracción característica.

$$f_{max} = 1860 \text{ MPa};$$
$$a_p = (\pi * r^2) = 19,65 \text{ mm}^2$$
$$\sigma_{ia} = a_p * 0,55 f_{max} = 20,10 \text{ kN}$$

$\sigma_{ia}$ : tensión de pretensado aplicada



Figura 5.13: Montaje del marco con los alambres en los bastidores

Todos los ensayos, tanto las probetas tesadas como las no tesadas, se montaron en una cámara climática que mantenía una humedad relativa del 55%, y una temperatura constante de 20 °C.

#### 5.4. CRONOGRAMA DE ENSAYOS

En la Tabla 5.4 se presenta el cronograma de los ensayos, tanto para las probetas de acero sin pretensar, como para las probetas de acero tesadas en los marcos.

Tabla 5.2: Cronograma de actividades

Alambres de pretensado sin tesar														
Actividades / Tiempo	Mes 0	Mes 1	Mes 2	Mes 3	Mes 4	Mes 5	Mes 6	Mes 7	Mes 8	Mes 9	Mes 10	Mes 11	Mes 12	Mes 13
Limpieza de probetas	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
Pesado de probetas	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
Cortado de probetas: ref, atacada	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
Ensayo de tracción	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4
Alambres de pretensado tesados														
Actividades / Tiempo	Mes 0	Mes 1	Mes 2	Mes 3	Mes 4	Mes 5	Mes 6	Mes 7	Mes 8	Mes 9	Mes 10			
Limpieza de probetas	2	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1			
Pesado de probetas	2	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1			
Cortado de probetas: ref, atacada	2	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1			
Ensayo de tracción	4	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2			

#### 5.5. ENSAYO DE TRACCIÓN

El objetivo de estos ensayos, como se ha explicado anteriormente, era estudiar la pérdida de resistencia a la tracción de los aceros en función de la degradación de su sección debida a un ataque químico.

Por lo tanto, durante un período de 13 meses, en el caso de las probetas de acero sin tesar, y durante 10 meses, en el caso de las probetas tesadas, se realizaron ensayos de tracción de las muestras que se iban retirando del ataque.

La instrumentación, el equipo de ensayo, todo se realizó de manera idéntica que en el caso de los aceros que sufrieron los desbastes en forma mecánica, es por este motivo que no se vuelve a desarrollar la descripción del ensayo a tracción.

## 5.6. RESULTADOS

### 5.6.1. RESULTADOS DEL ENSAYO DE TRACCIÓN

A continuación se muestran los resultados de los ensayos a tracción, se presenta el tiempo en que se realizaron los ensayos, la denominación de las probetas, su carga a rotura sin ataque corrosivo ( $f_i$ ), después del ataque ( $f_u$ ) y el índice de la pérdida de resistencia a tracción ( $I_{drt}$ ) (Tabla 5.6).

El índice de la pérdida de resistencia a la tracción se calculó como el cociente entre la carga de rotura del alambre atacado sobre la carga de rotura del mismo alambre sin atacar (probeta de referencia).

Definiendo, entonces:

$$I_{drt} = \frac{f_u}{f_i}$$

$I_{drt}$ : índice de disminución de la resistencia a tracción

$f_u$ : carga de rotura después del ataque

$f_i$ : carga de rotura sin ataque

Tabla 5.3: Resistencia a la tracción de las probetas (1)

Tiempo (meses)	Nombre probeta	$f_i$ (kN)	$f_u$ (kN)	Idrt ( $f_u/f_i$ )
Mes 0	Ref. 1	39.03	39.03	1.00000
	Ref. 2	39.03	39.03	1.00000
	Ref. 3	39.03	39.03	1.00000
	Ref. 4	39.03	39.03	1.00000
	Ref. 5	39.03	39.03	1.00000
	Ref. 6	39.03	39.03	1.00000
	Ref. 7	39.03	39.03	1.00000
	Ref. 8	39.03	39.03	1.00000
	Ref. 9	39.03	39.03	1.00000
	Ref. 11	39.03	39.03	1.00000

Tabla 5.3: Resistencia a la tracción de las probetas (2)

Tiempo (meses)	Nombre probeta	$f_i$ (kN)	$f_u$ (kN)	Idrt ( $f_u/f_i$ )
Mes 1	T1	37.98	37.94	0.99887
	ST1*	38.84	38.77	0.99808
	ST27	38.72	38.52	0.99489
	ST24	38.85	38.12	0.98138
Mes 2	T2	38.71	37.97	0.98107
	ST 3*	36.90	35.79	0.96994
	ST1**	39.45	39.02	0.98888
	ST26	37.48	36.92	0.98496
	ST28	37.10	35.92	0.96817
Mes 3	T3	37.86	37.28	0.98466
	ST 4*	39.23	38.18	0.97341
	ST25	38.22	36.11	0.94462
Mes 4	T4	40.66	38.03	0.93539
	ST1	38.55	36.25	0.94033
	ST2	39.19	37.02	0.94456
	ST23	36.34	33.77	0.92933
	ST22	39.59	36.24	0.91550
	ST20	38.54	35.31	0.91618
	ST21	38.18	36.32	0.95135
Mes 5	T5	31.73	27.87	0.87841
	ST4	41.94	39.32	0.93753
	ST3	41.90	39.25	0.93682
Mes 6	T6	39.63	36.36	0.91740
	ST11	38.00	34.36	0.90421
	ST5	41.97	39.37	0.93800
Mes 7	T7	39.01	36.59	0.93791
	ST8	39.63	37.62	0.94924

Tabla 5.3: Resistencia a la tracción de las probetas (3)

Tiempo (meses)	Nombre probeta	$f_i$ (kN)	$f_u$ (kN)	Idrt ( $f_u/f_i$ )
Mes 7	T7	39.01	36.59	0.93791
	ST8	39.63	37.62	0.94924
Mes 8	T8	40.64	37.16	0.91430
	ST10	38.02	35.63	0.93695
	ST13	37.22	35.76	0.96091
Mes 9	T9	39.05	35.01	0.89641
Mes 10	T10	39.62	36.20	0.91369
	ST9	38.49	34.31	0.89129
Mes 11	ST7	39.80	35.53	0.89251
	ST6	39.77	36.31	0.91297
Mes 12	ST12	38.74	34.85	0.89964
Mes 13	ST14	40.38	34.47	0.85358

En esta tabla se observa la disminución de la carga de rotura en función del tiempo de ataque, para verlo gráficamente se presentan las Figuras 5.14 y 5.15.

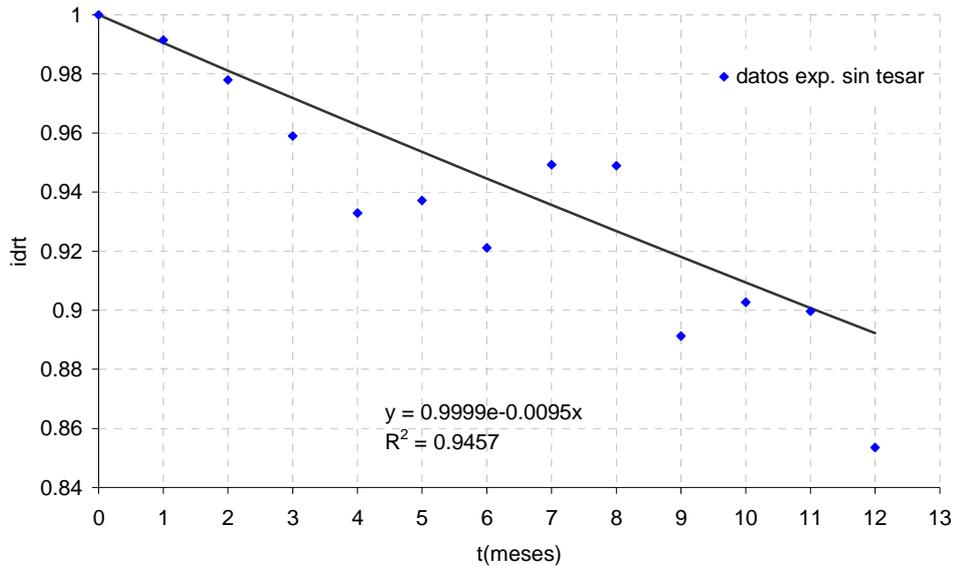


Figura 5.14: Índice de pérdida de resistencia en función del tiempo de ataque para probetas sin tesar

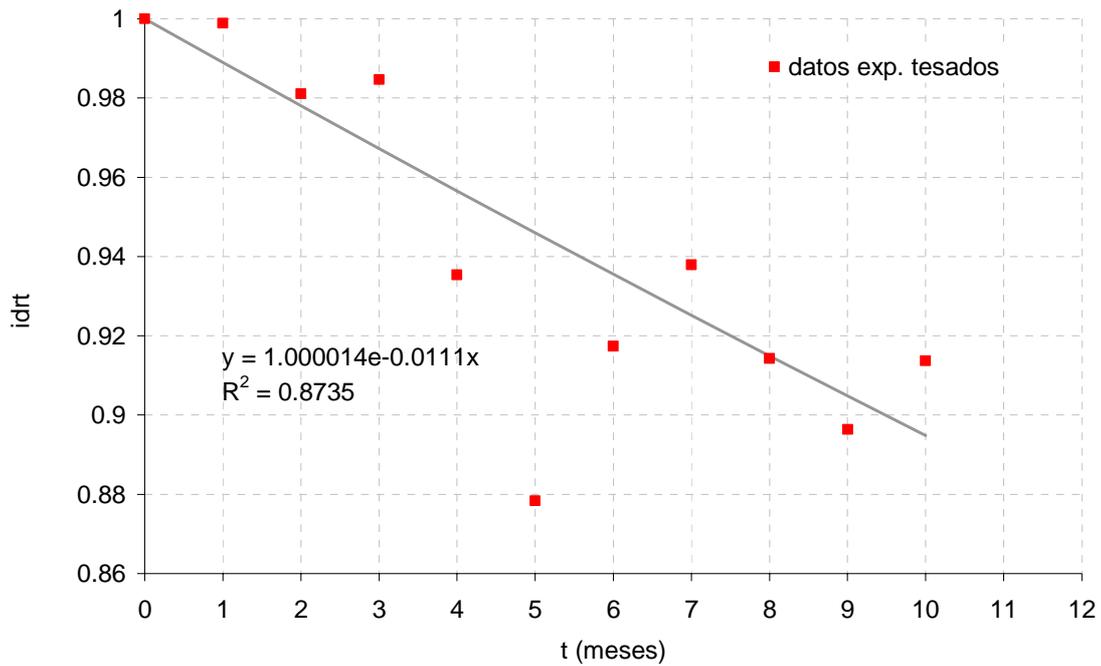


Figura 5.15: Índice de pérdida de resistencia en función del tiempo de ataque para probetas tesadas

También, se observa cómo el tesado influye en la pérdida de resistencia cuando existe ataque químico, debido a que la pendiente de degradación es más pronunciada que en el caso de la degradación de las probetas atacadas sin tesar (Figura 5.16).

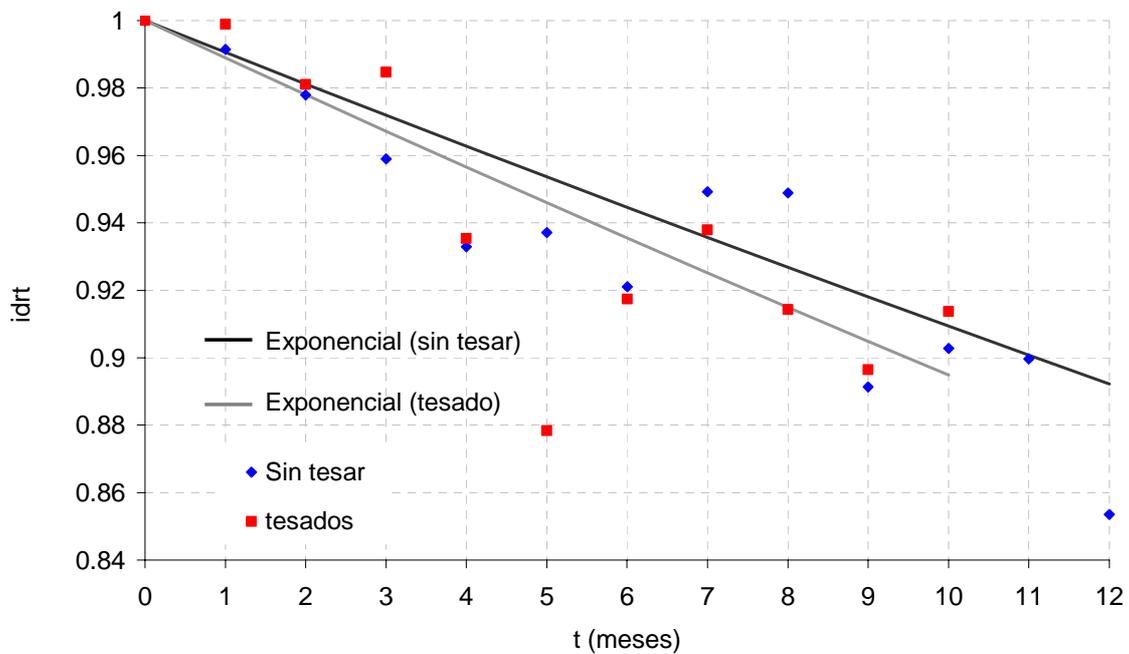
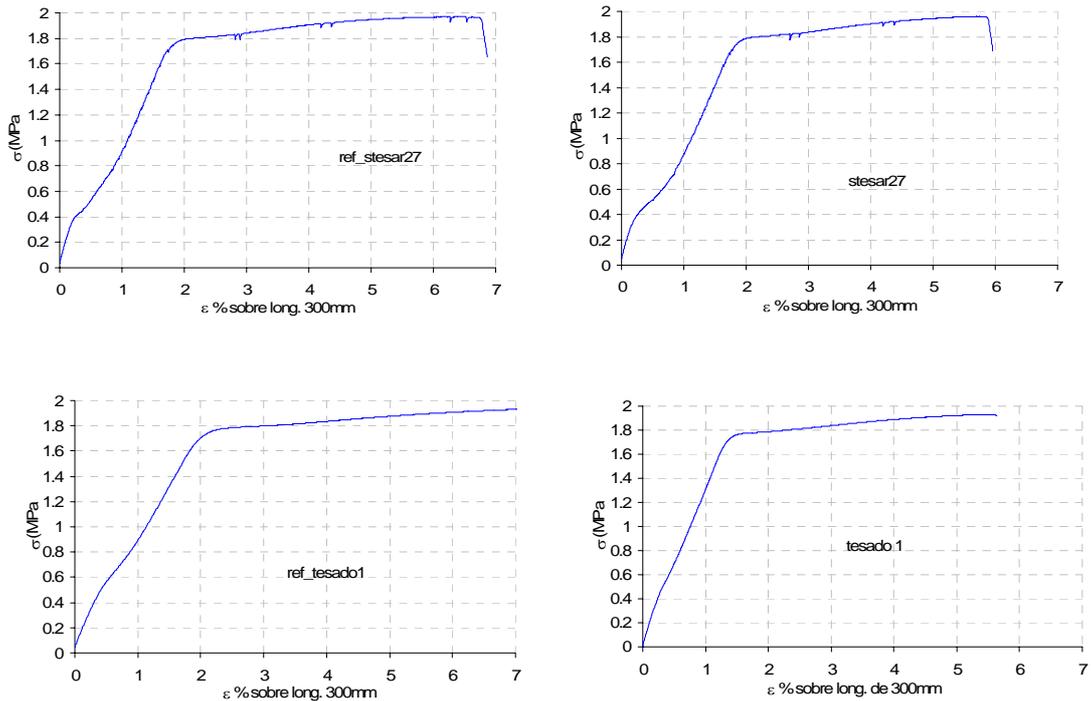


Figura 5.16: Comparación entre aceros tesados y sin tesar

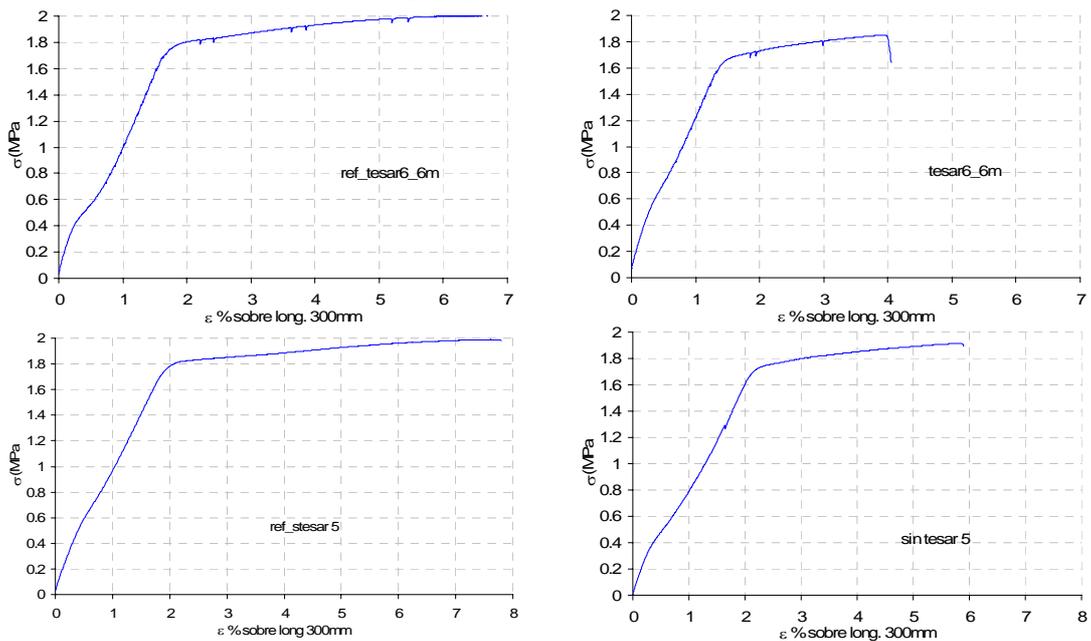
### 5.6.2. CURVAS TENSIÓN-DEFORMACIÓN

Se muestran a continuación algunos de los datos analizados de los resultados obtenidos de los transductores extensométricos “epsilon”. Se presentan las probetas de referencia, las atacadas a los 6 meses y las del décimo mes de ataque. El resto de resultados se exponen en el Anexo A. Se observa cómo disminuye la rigidez de las probetas a medida que la degradación de su sección se incrementa en el tiempo de ataque.

*Ataque químico de un mes*



*Ataque químico de seis meses*



Ataque químico de diez meses

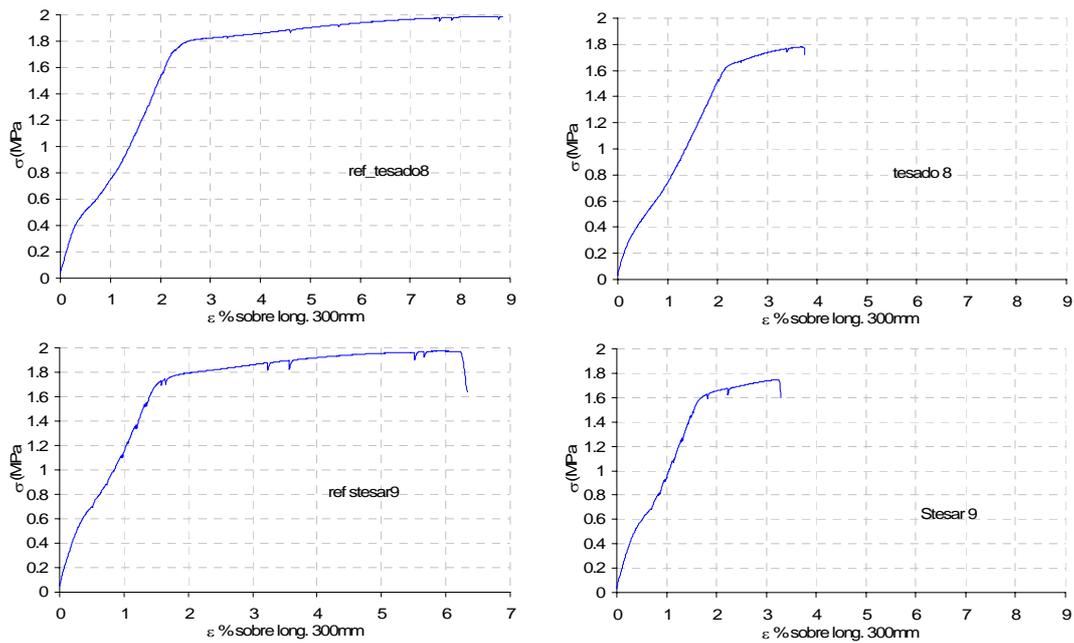


Figura 5.17: Curvas  $\sigma$ - $\varepsilon$

5.6.3. MASA DE LAS PROBETAS DE ACERO

Las probetas de acero fueron pesadas previamente a ser colocadas en las cámaras de ataque, para ir controlando la variación de su masa a lo largo de toda la campaña experimental.

Cada mes que se retiraban las probetas que iban a ser ensayadas se repetía el proceso de pesado de las mismas. La masa que se obtenía en el pesado era de toda la probeta, pero para analizar el fenómeno puntual de la zona atacada, se calculó el peso de ésta antes y después del ataque. De esta manera, se calcularon dos índices de masa residual, uno referido a la probeta y otro relativo a la zona atacada.

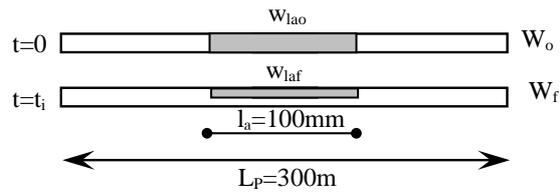
Definiendo:

$$I_{mp} = \frac{W_f}{W_o}$$

$I_{mp}$ : índice de masa residual de la probeta

$W_f$ : peso final de la probeta

$W_o$ : peso inicial de la probeta



Igualmente, definiendo:

$$w_{lao} = \left( \frac{W_o * l_a}{L_p} \right)$$

$L_p$ : longitud de la probeta (300mm)

$l_a$ : longitud de la zona atacada (100mm)

$w_{lao}$ : peso de la zona atacada antes del ataque

Obtenemos, entonces:

$$w_{laf} = (w_{lao} - (W_o - W_f))$$

$w_{laf}$ : peso de la zona atacada después del ataque

$$I_{mr} = \left( \frac{w_{laf}}{w_{lao}} \right)$$

$I_{mr}$ : índice de masa residual en zona atacada (100mm)

En la siguiente tabla (Tabla 5.4), se muestran todos los resultados obtenidos de esta campaña: masas de las probetas antes y después del ataque, índice de masa residual de la probeta, y las masas de la zona atacada, y el índice de masa residual referido a la zona atacada.

Tabla 5.4: Resultados de las masas de las probetas de hacer (1)

Tiempo (meses)	Nombre probeta	Peso probeta entera			Peso zona atacada probeta		
		Wo (gr)	Wf (gr)	lmp (Wf/Wo)	Wlao	Wlaf	lmp (Wlaf/Wlao)
Mes 0	Ref. 1	178.35	178.35	1.00000	59.45	59.45	1.00000
	Ref. 2	175.51	175.51	1.00000	58.50	58.50	1.00000
	Ref. 3	178.79	178.79	1.00000	59.60	59.60	1.00000
	Ref. 4	178.57	178.57	1.00000	59.52	59.52	1.00000
	Ref. 5	183.74	183.74	1.00000	61.25	61.25	1.00000
	Ref. 6	183.65	183.65	1.00000	61.22	61.22	1.00000
	Ref. 7	176.13	176.13	1.00000	58.71	58.71	1.00000
	Ref. 8	173.86	173.86	1.00000	57.95	57.95	1.00000
	Ref. 9	173.18	173.18	1.00000	57.73	57.73	1.00000
	Ref. 11	178.52	178.52	1.00000	59.51	59.51	1.00000
Mes 1	T1	178.35	178.13	0.99877	59.45	59.23	0.99630
	ST1*	178.35	178.13	0.99877	59.45	59.23	0.99630
	ST27	175.51	172.39	0.98222	58.50	55.38	0.94667
	ST24	178.79	178.60	0.99894	59.60	59.41	0.99681
Mes 2	T2	171.69	171.30	0.99773	57.23	56.84	0.99319
	ST 3*	171.69	171.30	0.99773	57.23	56.84	0.99319
	ST1**	186.11	185.87	0.99871	62.04	61.80	0.99613
	ST26	173.86	173.46	0.99770	57.95	57.55	0.99310
	ST28	173.18	172.85	0.99809	57.73	57.40	0.99428
Mes 3	T3	175.54	175.10	0.99749	58.51	58.07	0.99248
	ST 4*	180.61	180.12	0.99729	60.20	59.71	0.99186
	ST25	175.54	175.10	0.99749	58.51	58.07	0.99248

Tabla 5.4: Resultados de las masas de las probetas de acero (2)

Tiempo (meses)	Nombre probeta	Peso probeta entera			Peso zona atacada probeta		
		Wo (gr)	Wf (gr)	Imrp (Wf/Wo)	Wlao	Wlaf	Imr (Wlaf/Wlao)
Mes 4	T4	178.84	178.43	0.99771	59.61	59.20	0.99312
	ST1	178.84	178.43	0.99771	59.61	59.20	0.99312
	ST2	179.72	179.41	0.99828	59.91	59.60	0.99483
	ST23	169.65	168.92	0.99570	56.55	55.82	0.98709
	ST22	178.12	177.30	0.99540	59.37	58.55	0.98619
	ST20	175.85	175.22	0.99642	58.62	57.99	0.98925
	ST21	172.59	171.96	0.99635	57.53	56.90	0.98905
Mes 5	T5	185.05	184.68	0.99798	61.68	61.31	0.99394
	ST4	185.05	184.68	0.99798	61.68	61.31	0.99394
	ST3	186.76	186.30	0.99754	62.25	61.79	0.99261
Mes 6	T6	173.07	172.65	0.99757	57.69	57.27	0.99272
	ST11	173.07	172.65	0.99757	57.69	57.27	0.99272
	ST5	186.94	186.27	0.99642	62.31	61.64	0.98925
Mes 7	T7	182.64	181.75	0.99513	60.88	59.99	0.98538
	ST8	182.64	181.75	0.99513	60.88	59.99	0.98538
Mes 8	T8	179.02	178.13	0.99503	59.67	58.78	0.98509
	ST10	179.02	178.24	0.99564	59.67	58.89	0.98693
	ST13	181.29	180.52	0.99575	60.43	59.66	0.98726
Mes 9	T9	181.29	180.32	0.99465	60.43	59.46	0.98395
Mes 10	T10	178.57	177.40	0.99345	59.52	58.35	0.98034
	ST9	178.57	177.40	0.99345	59.52	58.35	0.98034

Tabla 5.4: Resultados de las masas de las probetas de acero (3)

Tiempo (meses)	Nombre probeta	Peso probeta entera			Peso zona atacada probeta		
		Wo (gr)	Wf (gr)	Imrp (Wf/Wo)	Wlao	Wlaf	Imr (Wlaf/Wlao)
Mes 11	ST7	183.74	182.34	0.99238	61.25	59.85	0.97714
	ST6	183.65	182.39	0.99314	61.22	59.96	0.97942
Mes 12	ST12	176.13	175.12	0.99427	58.71	57.70	0.98280
Mes 13	ST14	186.76	185.54	0.99347	62.25	61.03	0.98040

Ambos fueron graficados en función del tiempo transcurrido de ataque (Figura 5.18, 5.19 y 5.20)

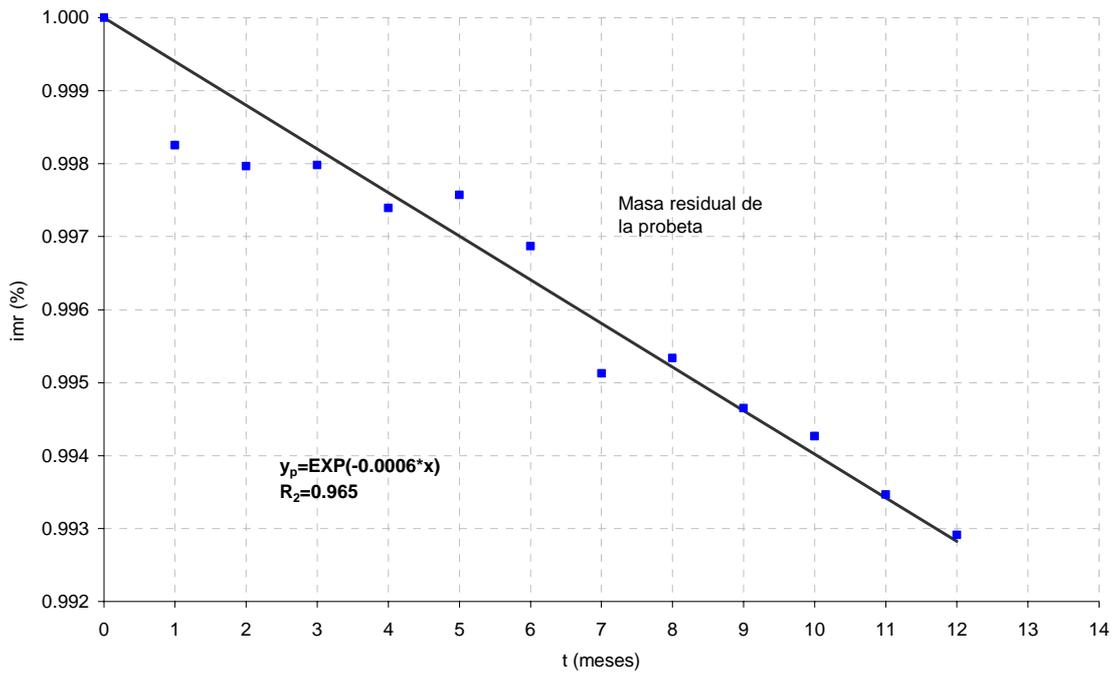


Figura 5.18: Índice de la pérdida de masa de la probeta

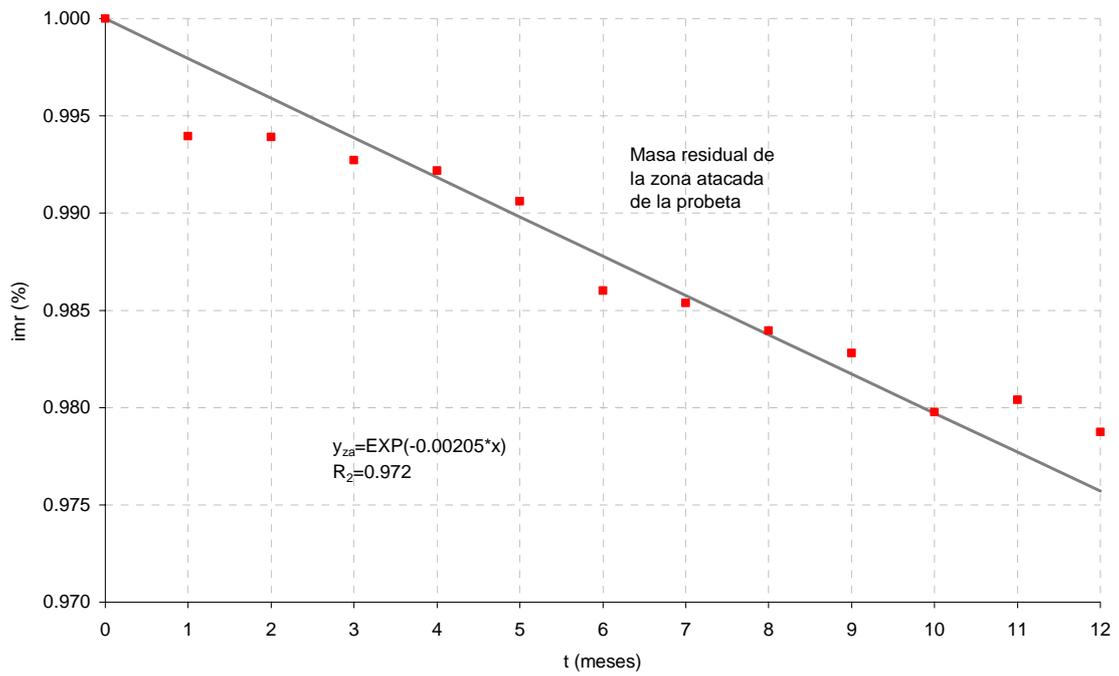


Figura 5.19: Índice de la pérdida de masa de la zona atacada de la probeta

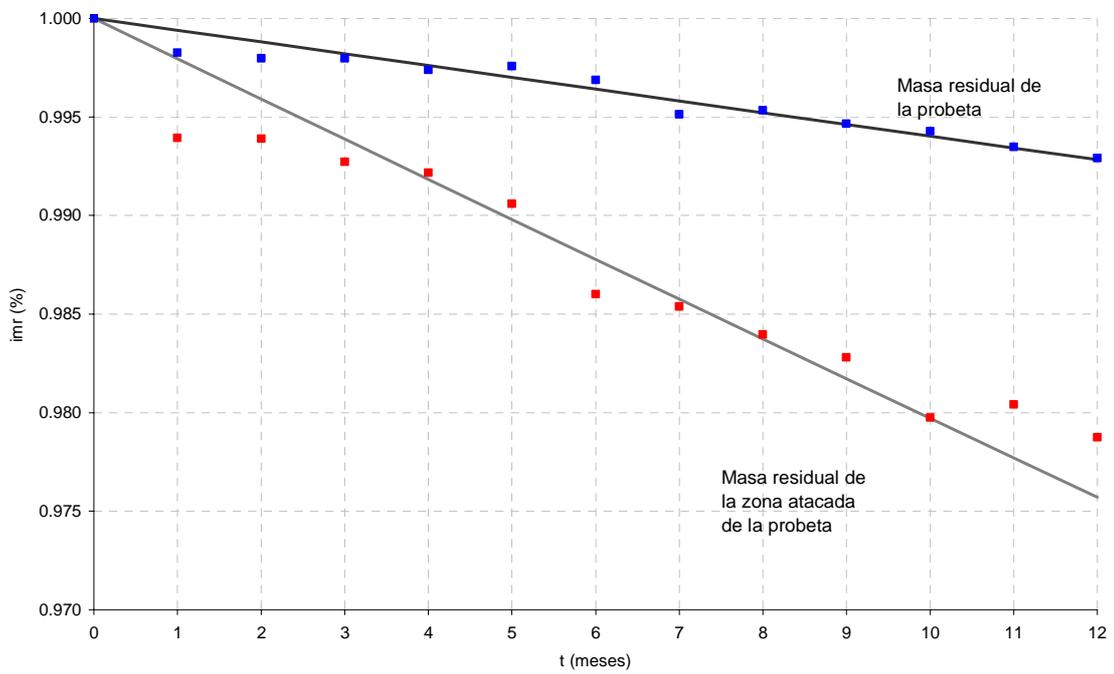


Figura 5.20: Comparación de los índices de masas residuales de la probeta y la zona atacada

De esta gráfica podemos ver la importancia que tiene una picadura en el acero, debido a que una reducción de sección en el alambre completo no es significativa, pero si se considera la pérdida localizada de masa esto provoca una concentración de tensiones a su alrededor que serán las que ocasionen la rotura del alambre.

### 5.7. COMPARACIÓN DE RESULTADOS

Con todos los resultados y la propuesta de los distintos índices de degradación que se han propuesto, se compararán a continuación los comportamientos mecánicos con las pérdidas de masa de las probetas tesadas y no tesadas. También, se comparará el comportamiento de la probeta en forma global, con la zona puntualmente atacada.

De este análisis se pretende encontrar la relación entre la pérdida de masa y la reducción de las cargas últimas, y la influencia del tesado del acero, para poder obtener una estimación del deterioro de los aceros de pretensar.

En el gráfico siguiente se trazan las curvas que se obtienen de relacionar el índice residual de masa con el índice de pérdida de carga última de las probetas sin tesar y la zona atacada para estas probetas:

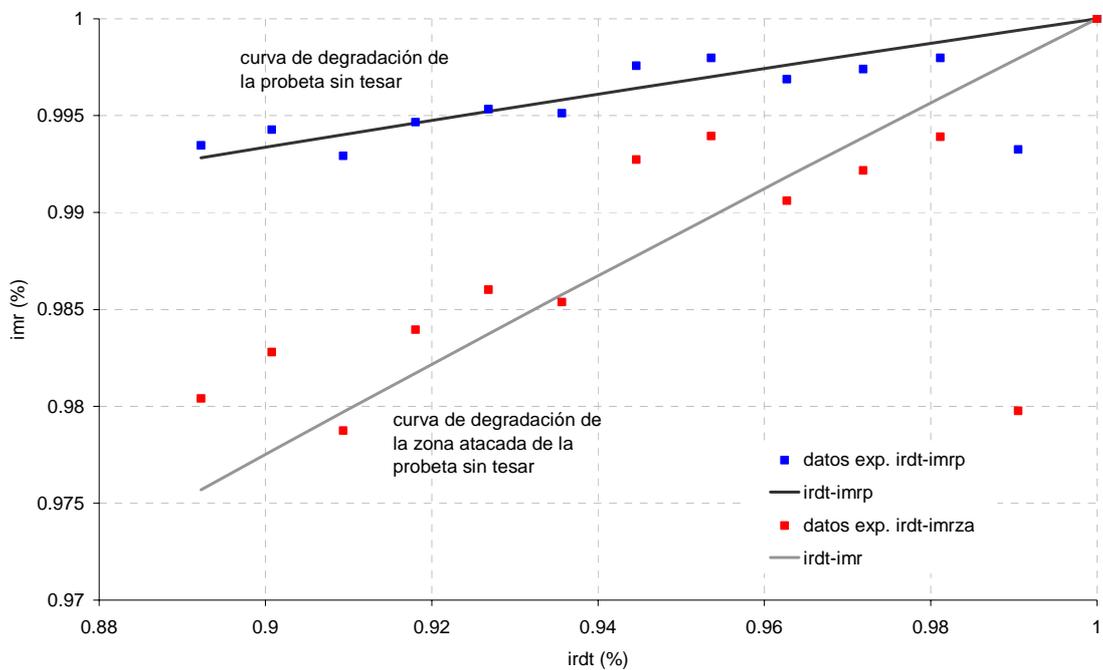


Figura 5.21: Comparación de curvas de las probetas sin tesar

Vemos que para un pérdida de carga de rotura del 10%, la degradación de masa que se observa en la probeta es de un 0.7%, pero en realidad la degradación de la zona atacada es de un que genera en la probeta es degradación en la zona atacada es casi un 3.5% mayor que la degradación de la probeta.

O sea que, para un alambre que presenta una reducción de su sección del 0.5% y que tendría una degradación de su carga última del 5%; en realidad tiene una picadura que ha reducido su carga última en un 2.5%.

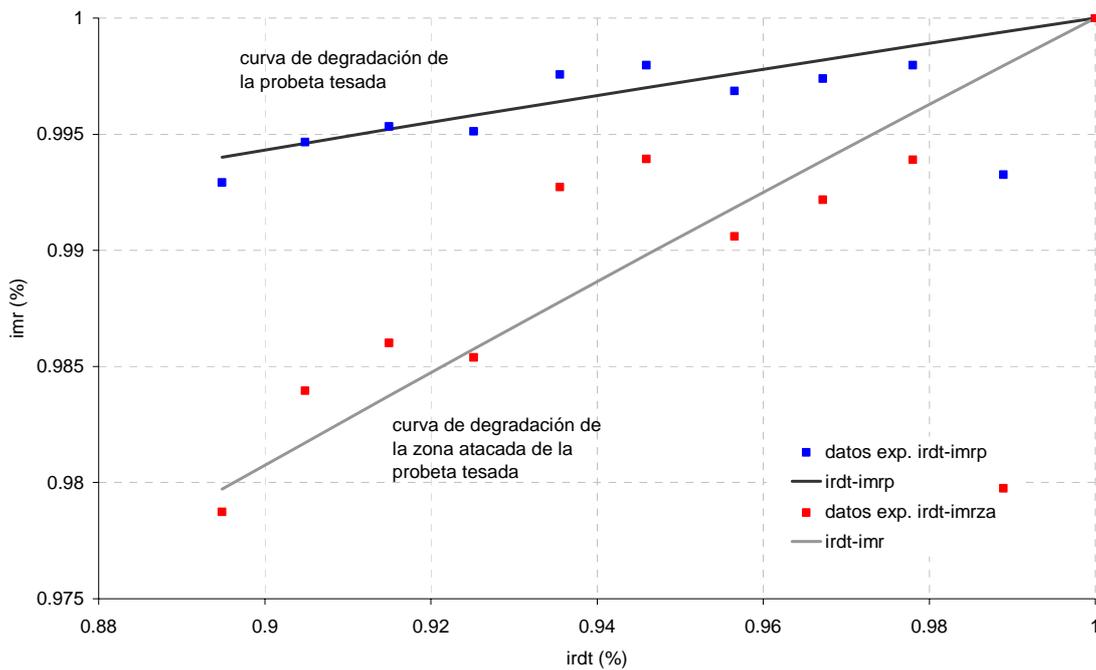


Figura 5.22: Comparación de curvas de las probetas tesadas

En este caso se observa que la degradación en la zona atacada es casi un 45% mayor la sufrida por la probeta.

A continuación lo que se estudia es la influencia del tesado combinado con un ataque químico:

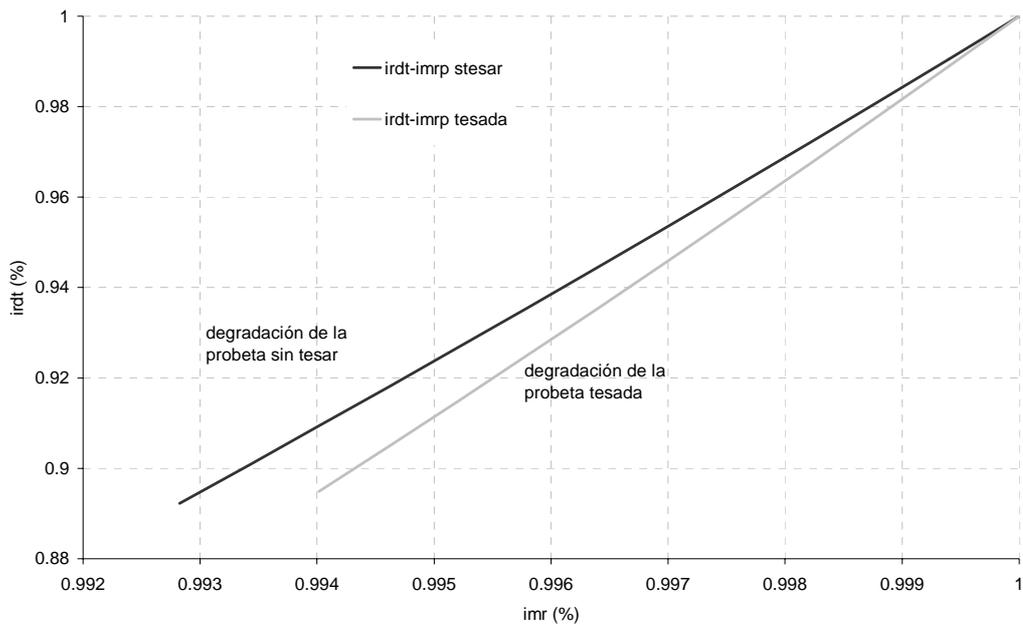


Figura 5.23: Comparación de curvas de las probetas tesadas y sin tesar

La diferencia que existe entre la degradación de un acero sometido a tensión y uno sin tensión, pero ambos en las mismas condiciones de contorno, tanto en ataque químico como medio ambiente, es de casi un 2%. Se puede decir que esta diferencia es la que aporta el estado de tensión, que colabora en la aceleración del proceso de degradación de la pieza.

Si ahora se hace este mismo análisis pero únicamente considerando la zona atacada el resultado obtenido es el siguiente:

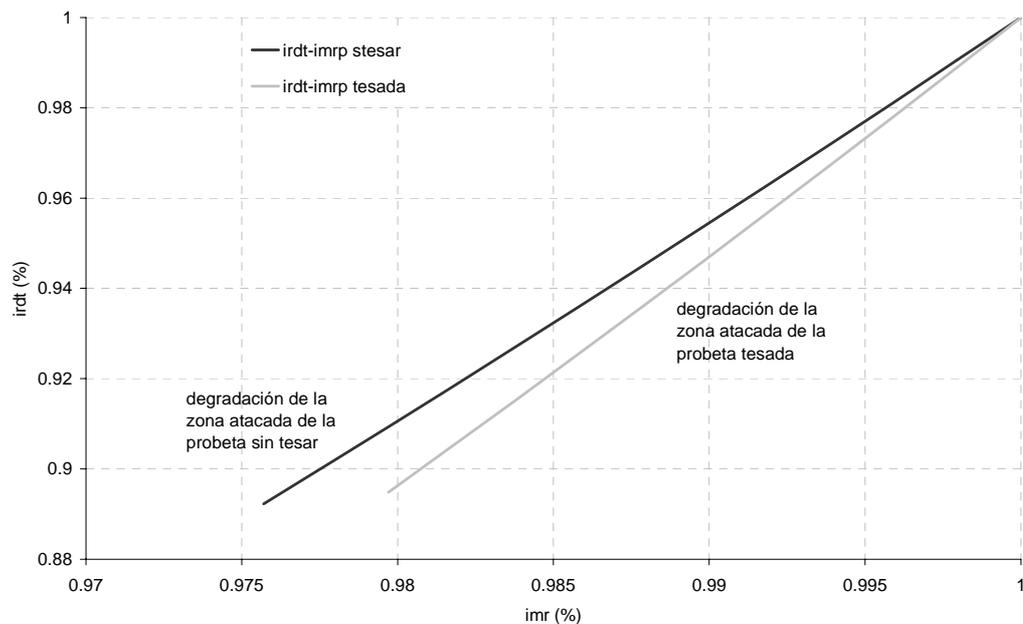
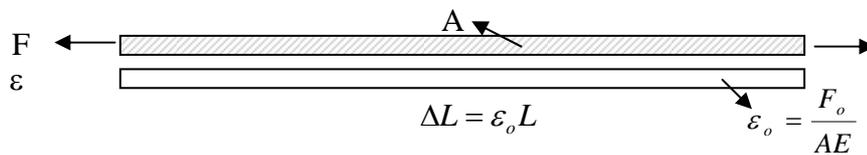


Figura 5.24: Comparación de curvas de la zona atacada de las probetas tesadas y sin tesar

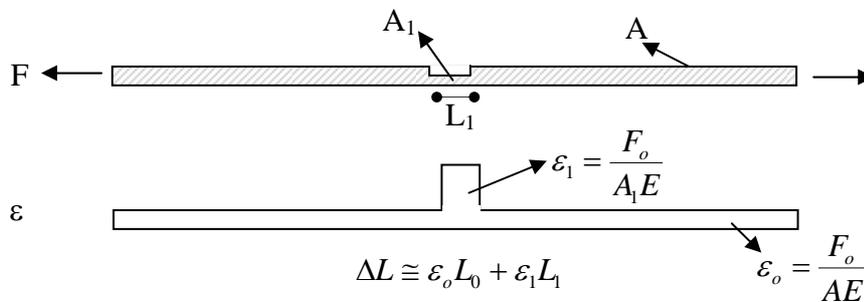
La diferencia que se observa en la zona atacada en ambas probetas es casi de un 10%, con lo cual vuelve a verificarse la gran importancia que tiene el tesado en combinación con un ataque químico.

De todo el análisis anteriormente desarrollado, vemos la importancia del problema de la entalla (picadura) en un acero tesado, debido a que no es una simple pérdida de sección sino que esta provoca una concentración de tensiones que acelera la prolongación de la picadura. En el esquema siguiente se ve el mecanismo del ataque.

a) probeta sin ataque



b) probeta con ataque



Por lo tanto, las tensiones no se pueden medir mediante sus alargamientos sino que, en realidad la tensión tendría que calcularse como:

$$\sigma_d = K * \left( \frac{F_0}{A} \right) < f_{max}; \quad \text{con un } K < 1$$

como se ha visto en el punto 4.3.3 del capítulo 4.

Esto es muy importante, debido a que un ataque localizado de corrosión provoca picaduras en los alambres en forma no uniforme, por lo cual los alambres resisten mientras puedan distribuir sus tensiones pero en cuanto uno de los alambres se degrada, esto provoca una situación de rotura en cadena del resto, y seguramente, el colapso de la estructura.

## 5.8. CONCLUSIONES

Se estudió el comportamiento de los aceros de pretensar sometidos a un ataque químico con una concentración de cloruro de sodio al 15 %. Los estudios se realizaron sobre probetas sometidas a una tensión del  $0,55f_{max}$ , y sobre especímenes sin tensión alguna. Se determinó la disminución de la resistencia a rotura en función del tiempo transcurrido de ataque y, también, se analizó la pérdida de masa de la sección atacada durante ese tiempo.

Las principales conclusiones obtenidas de este estudio son:

⇒ Conclusiones relativas al instrumental y procedimientos experimentales:

- Se obtuvo mediante la experimentación el punto de saturación del agua de la red de Barcelona para una solución de cloruro de sodio. Este valor fue del 15% respecto del agua, con lo que se aseguró el máximo ataque acelerado que podía aplicarse.
- Se logró diseñar cámaras de ataque que aseguraron la estanqueidad y el total aislamiento de la zona atacada mediante el uso de roscas métricas que aseguraban un sellado hermético a los líquidos.
- Las cámaras eran de muy fácil acceso lo que facilitó su limpieza y el control de la concentración de la solución de ataque.
- Se diseñó un mecanismo bastante sencillo para obtener la tensión de las probetas de acero en un espacio reducido. Se aprovecharon bastidores de fluencia oleoneumáticos que se utilizan para ensayos de fluencia del hormigón, y se diseñó un marco que transformaba la carga de compresión aplicada por los bastidores en una fuerza de tracción que servía para tesar los alambres con una carga constante del  $0,55 f_{max}$ .

- La carga se mantenía constante y se controlaba mediante su monitorización a través de un equipo de adquisición de datos que estaba conectado a células de carga que se colocaron en cada una de las probetas tesadas.
- Todas las probetas se colocaron dentro de una cámara climática que mantenía la temperatura en 20°C, y la humedad relativa en el 50%, esto facilitaba aún más el ataque.
- Durante un período de 13 meses, la última semana de cada mes, se procedía a limpiar todas las cámaras de ataque para colocar una nueva solución de ataque. Las probetas eran pesadas y se retiraban dos probetas sin tesar y una tesada para su posterior ensayo de tracción.
- Las probetas han sido pesadas mensualmente para controlar la pérdida de masa sufrida debido a un ataque corrosivo.

⇒ Conclusiones relativas a los resultados

- De las curvas tensión-deformación se observa claramente cómo el ataque químico incide directamente en la disminución de la rigidez y de la carga última del acero de pretensar. Esto se ha podido ver en las curvas tensión-deformación de cada probeta de acero ensayado. Cuando se comparan los aceros de referencia con los atacados, se nota como la pendiente de la curva es menor en los aceros atacados que en los de referencia, y esta pendiente es cada vez menor a medida que aumenta el tiempo de ataque.
- Con los ensayos realizados, se ha demostrado cómo el tesado influye en la degradación de la capacidad última de los alambres de pretensar cuando hay presente un ataque químico. En las curvas trazadas se ve claramente cómo la tendencia de los aceros tesados tienden más rápido a la rotura de la pieza que un alambre sin tensión.
- Se ha propuesto el cálculo de un índice de masa residual, tanto para la probeta, como en forma particular de la zona atacada. En las gráficas obtenidas con este índice en el tiempo, se observa la diferencia significativa de la tendencia a la degradación de la sección. Esta degradación localizada (Figura 4.48) es mucho más significativa que la referida a la degradación de toda la probeta, con lo cual se verifica la importancia del fenómeno de corrosión en un estado de tracción de los aceros.

- Se ha propuesto el cálculo de un índice de masa residual, tanto para la probeta, como en forma particular de la zona atacada. En las gráficas obtenidas con este índice en el tiempo, se observa la diferencia significativa de la tendencia a la degradación de la sección. La degradación de la sección en la zona atacada es mucho más significativa que la referida a toda la probeta con lo cual se verifica la importancia de este fenómeno corrosión en un estado de tracción de los aceros.
- Esta diferencia es muy importante debido a que un ataque localizado de corrosión provoca picaduras en los alambres en forma no uniforme, por lo cual los alambres resisten mientras puedan distribuir sus tensiones pero, en cuanto uno de los alambres se degrade tanto que se genere su rotura, esto provocará una situación de rotura en cadena del resto, y seguramente, el colapso de la estructura.

# Capítulo 6

## MODELO DE DURABILIDAD *PROPUESTO*

### 6.1. INTRODUCCIÓN

En este capítulo se presenta un modelo que considera la vida útil de las estructuras tanto en la fase de diseño como para aquellas que están actualmente en servicio y necesitan ser inspeccionadas para conocer su estado actual.

Para llegar a este modelo se han reunido todos los resultados obtenidos de las campañas experimentales ya presentadas en los capítulos anteriores.

Se presentará el desarrollo de este modelo y cómo aplicarlo en el diseño de una estructura nueva y en la evaluación de una antigua. También, se presentarán ejemplos de aplicación con estructuras que han sido evaluadas por otros autores.

Este capítulo se organiza de la siguiente forma: en primer lugar, se presenta una descripción del concepto de vida útil de las estructuras, luego el modelo propuesto *por nosotros* derivado de los estudios experimentales descritos en los capítulos anteriores, posteriormente se presentan ejemplos donde se aplica este modelo y se compara con los

resultados obtenidos por otros autores para, finalmente, presentar las correspondientes conclusiones.

## **6.2. VIDA ÚTIL Y VIDA RESIDUAL: DEFINICIONES**

El informe del Manual Durar (1998), propone una definición clara para el concepto de vida útil de una estructura: “periodo en el que la estructura conserva los requisitos del proyecto de seguridad, funcionalidad y estética, sin costos inesperados de mantenimiento”. Es decir, si la estructura careciera de cualquiera de estas tres propiedades (seguridad, funcionalidad y estética), ésta ya superó su periodo de vida útil. En el diseño de estructuras por durabilidad, el requerimiento de vida útil de la estructura es definido previamente por el cliente, por lo que se le llamará *vida útil de servicio*,  $T_{vu}$ . Se entiende por *vida residual* el tiempo a partir del momento que la estructura alcanza el anterior límite inaceptable (fin de la vida útil). Este es el periodo en el que la estructura necesitaría reparación, remodelación o completa renovación para que regrese a su estado de servicio original: esto es, que sea segura, funcional y estética. En resumen, es el periodo que tiene el propietario de la estructura para repararla antes de que la degradación avance hasta el posible colapso.

## **6.3. ESTADO LÍMITE DE SERVICIO (ELS) Y ESTADO LÍMITE ÚLTIMO (ELU)**

Los valores mínimos de servicio (o máximos aceptables de degradación) son llamados los estados límites de la durabilidad de una estructura. Estos son principalmente dos:

- 1) estado límite de servicio (ELS)
- 2) estado límite último (ELU)

El primero corresponde al punto en el tiempo en el cual la estructura ha llegado a su vida útil, o sea, “es el estado en el cual los requisitos de servicio de una estructura o elemento ya no se cumplen”. En general será el tiempo en el que se manifiestan daños externos por la formación de fisuras con ancho mayor al fijado por las normas según la clase de exposición (CEB, 1992).

El ELU, es el estado en que la estructura o elemento estructural “se encuentra asociado con colapso u otra forma similar de falla estructural” (CEB, 1992). Será el tiempo en el cual la estructura llega a un estado de degradación inaceptable antes de que sufra un colapso inminente:  $ELU < (T_{vu} + \text{Vida Residual})$

## 6.4. PROBABILIDAD DE FALLA

La probabilidad de falla podría definirse como la probabilidad de exceder cierto estado límite, ya sea ELS o ELU (RILEM Report 14, 1996). El término “falla por durabilidad” es usado cuando existe una falla por degradación del material en una estructura o elemento estructural, en comparación de “falla mecánica”, la cual es causada por cargas mecánicas externas. Es importante resaltar que la falla por durabilidad podría generar una falla mecánica.

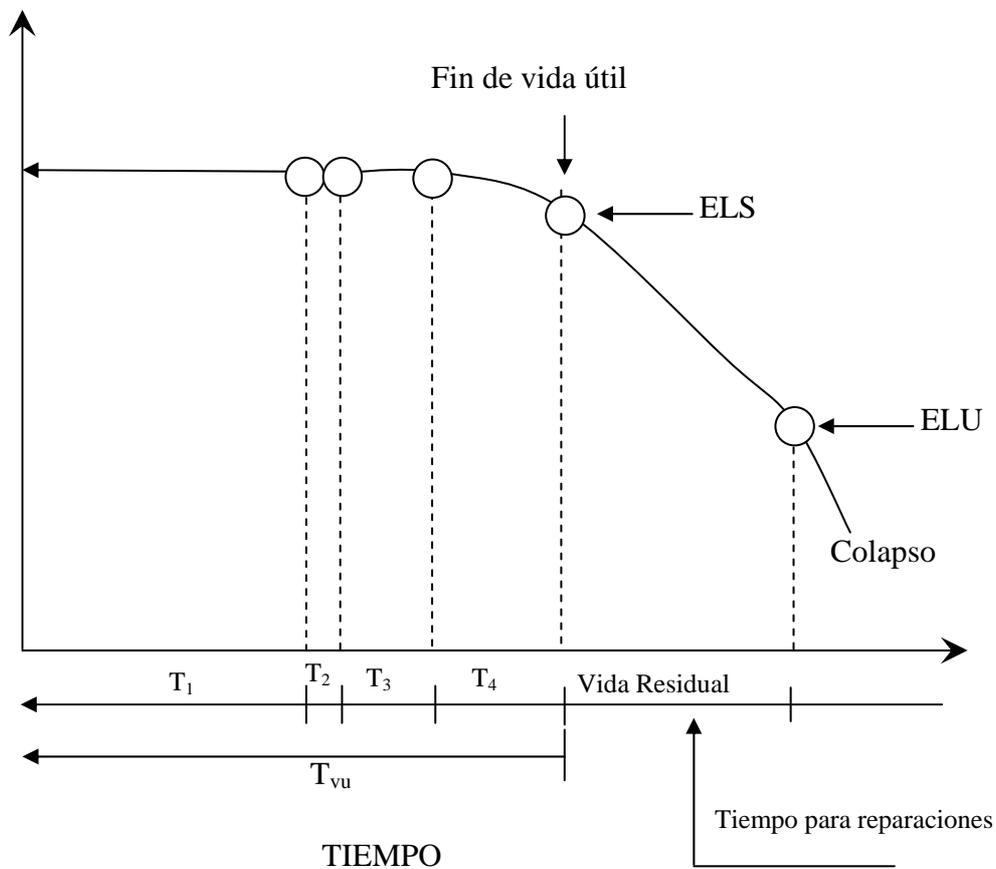


Figura 6.1: Modelo de durabilidad propuesto en esta tesis

## 6.5. MÉTODOS MÁS COMUNES PARA EL DISEÑO POR DURABILIDAD

La teoría del diseño por durabilidad está basada en la teoría de seguridad tradicionalmente usada en diseño estructural (diseño por fiabilidad estructural). En este contexto el término seguridad de una estructura se define como la capacidad de una estructura de resistir, con un grado de certidumbre aceptable, la posibilidad de falla debido a la degradación gradual de la estructura producida por agentes agresivos del

medio ambiente. Tradicionalmente la metodología del diseño por seguridad estructural ha sido exclusivamente aplicada a la mecánica estructural. Hay una nueva tendencia que se le ha dado a la teoría por seguridad estructural y es la incorporación del factor tiempo dentro del diseño, permitiendo la posibilidad de incluir la degradación del hormigón armado o pretensado como una parte esencial en el diseño de la estructura. La seguridad en contra de la falla será considerada una función del tiempo, diseñando la estructura por actitud de servicio incluyendo el requisito de vida útil que deberá de cumplir (IMT, 2001).

## 6.6. TEORÍA DE PROBABILIDAD DE FALLA

El modelo matemático más simple que describe el evento de ‘falla’ involucra una variable de cargas externas,  $S$ , y una variable de resistencia del material,  $R$  (RILEM, 1996). Si las variables  $S$  y  $R$  son independientes del tiempo, el evento ‘falla’ podría expresarse de la siguiente manera:

$$\{\text{falla}\} = \{ S > R \}$$

En otras palabras, la falla de la estructura ocurrirá si la resistencia del hormigón o de la estructura es menor que las cargas externas. De ahora en adelante la probabilidad  $P_f$  se definirá como la probabilidad de esta ‘falla’:

$$P_f = P \{ S > R \}$$

Tanto la carga externa  $S$ , como la resistencia  $R$ , pueden ser magnitudes que varían con el tiempo. Por lo tanto la probabilidad de falla también varía con el tiempo. Asumiendo que  $R(\tau)$  y  $S(\tau)$  son los valores instantáneos de la resistencia y las cargas en el momento  $\tau$ , la probabilidad de falla se podría definir como:

$$P_f(\tau) = P \{ S(\tau) > R(\tau) \} \text{ para toda } \tau < T_{VU}$$

La determinación de la función  $P_f(\tau)$  sería muy compleja estimarla matemáticamente. Usualmente  $R$  y  $S$  no se consideran valores instantáneos en el tiempo, tratándolas más como funciones probabilísticas que dependen del tiempo. Por esto la probabilidad de falla se expresa, para un tiempo, “ $t$ ”, genérico, como:

$$P_f(t) = P \{ S(t) > R(t) \}$$

La representación esquemática de esta ecuación se aprecia en la Figura 6.2. Obsérvese cómo  $R(t)$  disminuye en el tiempo debido a degradación paulatina del material. Por otro

lado,  $S(t)$  puede incrementarse con el tiempo (por ejemplo, en puentes la afluencia de vehículos puede aumentar con el tiempo). Cuando  $t \sim 0$ , las dos funciones,  $R(t)$  y  $S(t)$ , normalmente se encuentran muy separadas una de la otra, y por lo tanto la probabilidad de falla ( $P_f(t=0)$ ) es muy pequeña. A medida que pasa el tiempo,  $R(t)$  y  $S(t)$  tenderán a acercarse cada vez más formando un área de solape la cual iría incrementándose con el tiempo. Dicha área de solape es  $P_f(t)$ .

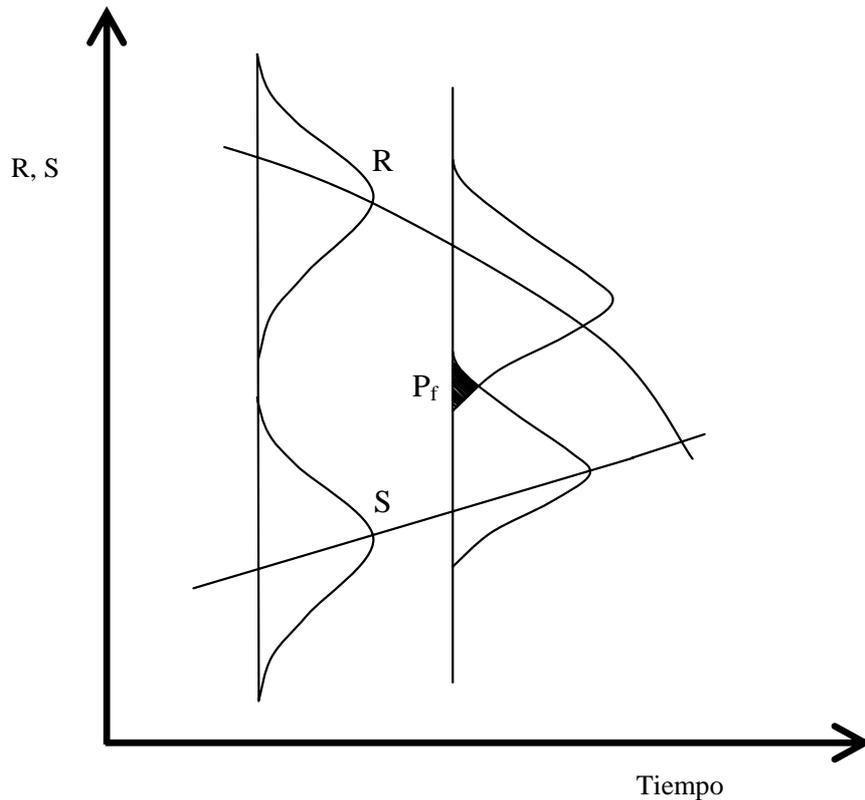


Figura 6.2: Incremento de la probabilidad de falla (RILEM Report 14, 1996)

### 6.7. MÉTODOS INTEGRALES DE DISEÑO (DURABILIDAD + CARGAS)

Existen tres métodos diferentes para el diseño integral por durabilidad: el método determinístico, el método estocástico y el método de factores de seguridad.

En el método determinístico,  $S(t)$ ,  $R(t)$  y la vida útil son considerados como cantidades únicas, estimadas directamente de fórmulas analíticas o empíricas previamente calculadas.

En el método estocástico,  $S(t)$ ,  $R(t)$  y la vida útil son considerados funciones de distribución probabilísticas. Normalmente muchos son los factores involucrados para determinar las funciones de distribución probabilísticas de estas tres funciones, por lo

que la aplicación del método estocástico es muy compleja. Por esto es más factible el uso del método de factores de seguridad.

Aunque el método de diseño integral por factor de seguridad se basa en el principio de seguridad y fiabilidad, el procedimiento sigue la metodología de un proceso determinístico. Esto se logra cambiando  $T_{VU}$  por  $T_D$  vía un factor de seguridad  $\gamma_t$  como se presenta en la siguiente ecuación:

$$T_D = \gamma_t * T_{VU} \quad (6.1)$$

Es con la ayuda del factor de seguridad  $\gamma_t$  que el diseño integral (estocástico) se convierte en un diseño determinístico. Las curvas en la Figura 6.3 corresponden a la situación más común en el diseño del problema de capacidad de carga de una estructura que presenta un proceso de degradación paulatina en el tiempo.

En el diseño estructural el valor de las cargas de servicio (obtenidas de manuales de diseño) se multiplica por factores de seguridad ( $>1$ ), los cuales consideran la variabilidad en la magnitud de dichas cargas. Por otro lado, los materiales (hormigón y acero) son multiplicados por otros factores de seguridad ( $<1$ ) para considerar la posible variación en la calidad de fabricación de los materiales que conforman a la estructura.

El diseño por durabilidad usando el método de factor de seguridad es muy similar al diseño estructural. La diferencia entre los dos es que en el diseño por durabilidad, la capacidad de carga de la estructura disminuye con el tiempo debido a la existencia de una ‘pérdida’ de sección del acero y del hormigón que rodea al acero.

Como puede observarse en la Figura 6.3, si la estructura se diseña por durabilidad usando  $T_{VU} = T_D$  existirá la probabilidad de que el 50% de las estructuras fallen al llegar a ese tiempo. Para disminuir la fracción de estructuras que fallen al llegar al tiempo  $T_{VU}$ ,  $T_D$  debe ser mayor que  $T_{VU}$ . Por ello la necesidad de determinar el factor de seguridad adecuado para que la probabilidad de falla en el tiempo  $T_{VU}$  ( $P_f(T_{VU})$ ) sea muy pequeña. Es claro que para disminuir  $P_f(T_{VU})$  se debe incrementar el factor de seguridad  $\gamma_t$ .

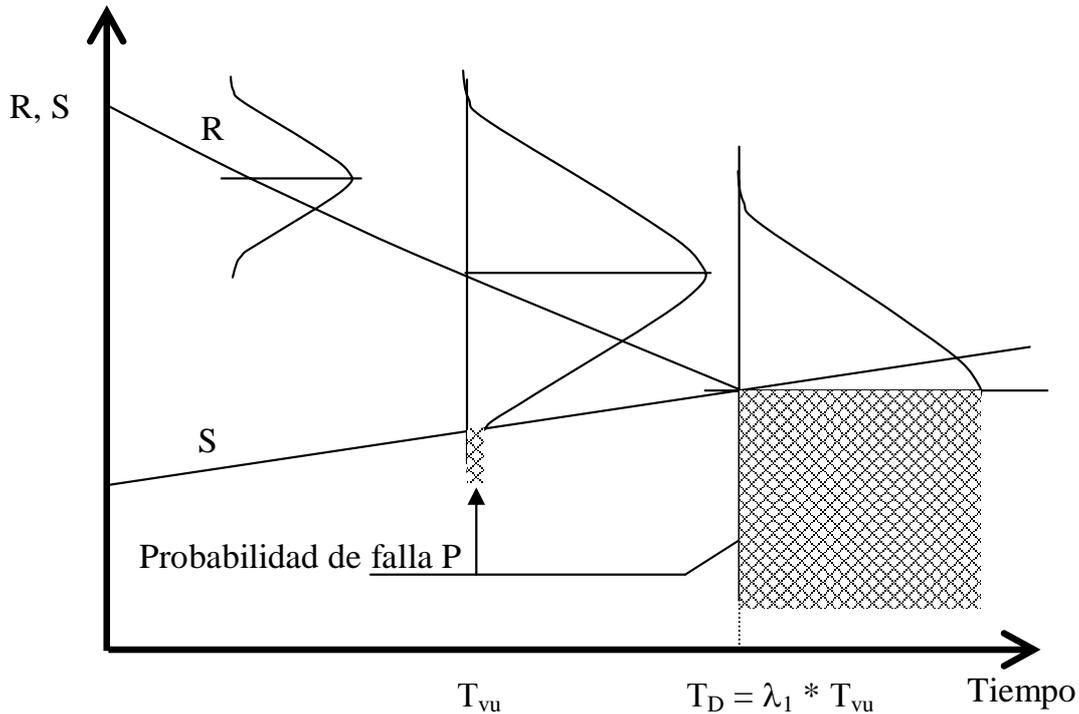


Figura 6.3: Representación esquemática de  $R(t)$ ,  $S(t)$  y  $P_f(t)$  (IMT, 2001)

Existen dos principios para la estimación del factor de seguridad  $\gamma_t$ :

- El principio de seguridad separada.
- El principio de seguridad combinada.

El primer principio considera al factor de seguridad  $\gamma_t$  independiente de los factores de seguridad para  $R(t)$  y  $S$ . El segundo considera las interacciones de los tres factores de seguridad para  $R(t)$ ,  $S$  y  $T_{vu}$ .

*Nosotros* utilizaremos el principio por seguridad separada. El primer principio de seguridad utiliza especificaciones por separado para los requerimientos de seguridad por durabilidad y para los de seguridad por capacidad mecánica, basado en el Report 14 (RILEM, 1992). Los valores se presentan en la siguiente tabla, donde  $V_D = \mu(T_D) / \sigma(T_D)$  con  $\mu$ : valor medio de  $T_D$ ,  $\sigma^2$ : su varianza al cuadrado.

Tabla 6.1: Valores de  $\lambda_t$ , para el diseño por durabilidad

Estado Límite	Clasificación por seguridad (consecuencia de falla por durabilidad)	Probabilidad de falla por durabilidad $P_f(T_{vu})$	Índice de fiabilidad $\beta$	Factor de Seguridad para el diseño por durabilidad $\gamma_t$		
				$V_D=0.4$	$V_D=0.6$	$V_D=0.8$
Límite Último	1. Seria	$7,2 \cdot 10^{-5}$	3,8	2,52	3,28	4,04
	2. No muy seria	$9,7 \cdot 10^{-4}$	3,1	2,24	2,86	3,48
Límite de Servicio	3. Evidente	$6,2 \cdot 10^{-3}$	2,5	2,00	2,50	3,00
	4. No muy evidente	$6,7 \cdot 10^{-2}$	1,5	1,60	1,90	2,20

## 6.8. MODELOS DE DURABILIDAD PROPUESTOS EN LA LITERATURA

Hasta el momento se han propuesto varios modelos de durabilidad que relacionan la degradación por corrosión del acero de pretensado en el hormigón, en función del tiempo. Estos se discuten brevemente a continuación.

El modelo de Tuutti (Tuutti, 1982), en el cual se basan la mayoría de los ya existentes, diferencia dos etapas: T1 y T2. Es el modelo más generalizado para la corrosión de armaduras y se distinguen dos períodos:

- a) Período de iniciación de la corrosión ( $T_1$ ): tiempo que tardan los cloruros o la carbonatación en atravesar el recubrimiento, llegar a la armadura y despasivarla
- b) Período de propagación ( $T_2$ ): período entre la pérdida de protección de la película pasiva y la manifestación externa de los daños por corrosión (manchas de óxido, agrietamientos, desprendimientos).

$$T_{vu} = T_1 + T_2$$

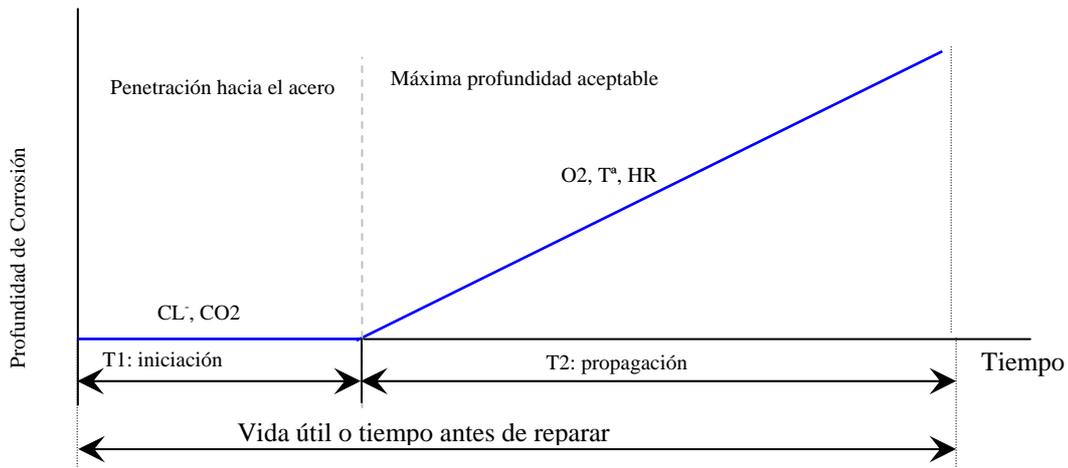


Figura 6.4: Modelo de Vida Útil de Tuutti

Los modelos de Bazant (Bazant, 1979a, 1979b), y Browne (1980), especifican que T2 finaliza al encontrarse daños visibles en la estructura o elemento estructural. En cambio, el modelo de Beeby (1983) especifica que T2 finaliza hasta que se ha alcanzado un nivel inaceptable de la corrosión. Esto quiere decir que el elemento puede estar más allá de su periodo de vida útil y encontrarse en la etapa de su vida residual.

*En nuestro caso, también se parte del modelo de Tuutti, pero se consideran las velocidades de ingreso de los iones cloruro en cada material que constituye el hormigón pretensado específicamente.*

## 6.9. PROPUESTA DE MODELO DE DURABILIDAD

Como se dijo en el apartado anterior, en este trabajo se tomó como base el modelo de durabilidad considerado por Tuutti (K, Tuutti, 1982):

$$T_{vu} = T_1 + T_2$$

Donde:

$T_{vu}$ : tiempo de vida útil

$T_1$  y  $T_2$ : son llamados períodos de iniciación y de propagación

**Nuestra propuesta** (Figura 6.5) es analizar y calcular cada periodo de propagación en cada uno de los materiales, de manera tal de tener en cuenta también la velocidad de ingreso de los iones cloruro en la vaina, mortero de inyección y la degradación que en el tiempo del acero de pretensado.

$$T_{vu} = T_1 + T_2 + T_3 + T_4$$

Donde:

$T_{vu}$ : vida útil de servicio (meses)

$T_1$ : tiempo que tardan los iones cloruro en atravesar el recubrimiento y llegar a la vaina

$T_2$ : tiempo que tardan los iones cloruro en provocar una picadura que genera una vía de ingreso de los iones dentro de la inyección

$T_3$ : tiempo que tardan los iones cloruro en atravesar el mortero de inyección

$T_4$ : período de degradación del acero provocado por los cloruros y que genera una reducción de su capacidad de portante.

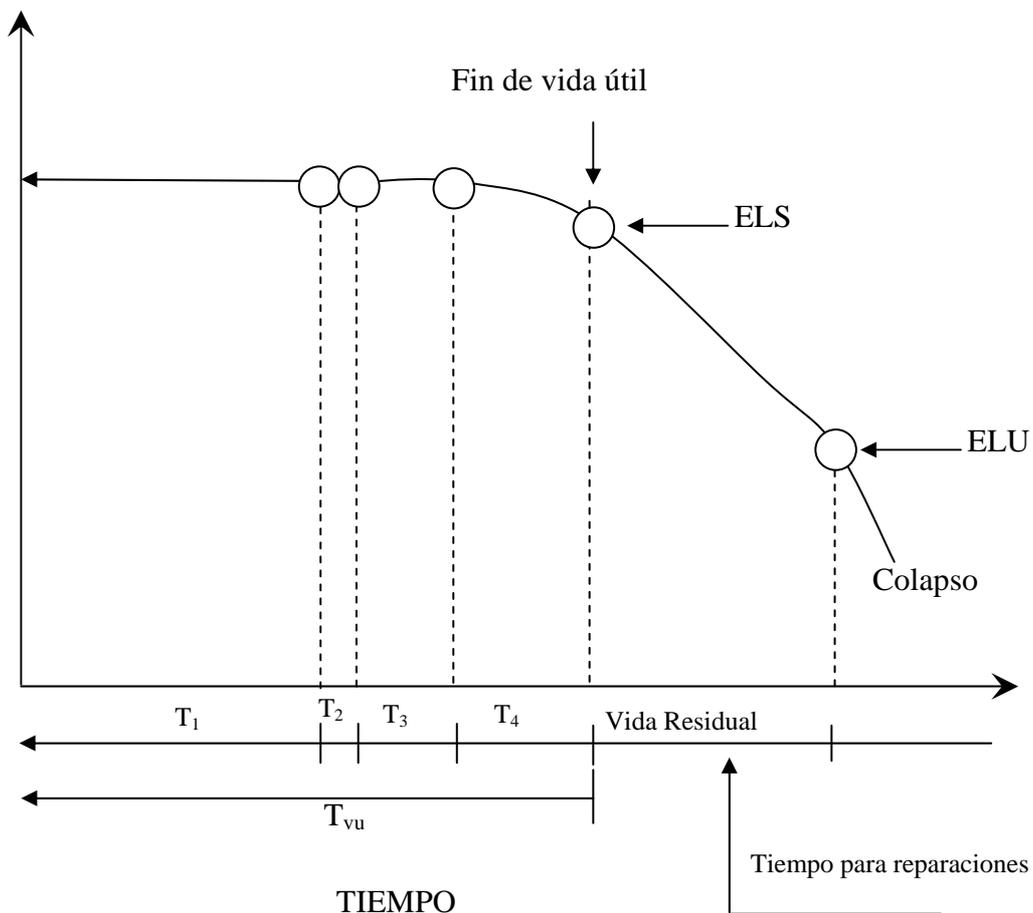


Figura 6.5: Modelo de durabilidad *propuesto*

### 6.9.1. TIEMPO DE TRANSPORTE DE LOS IONES CLORURO EN LA MASA DE HORMIGÓN Y EN EL MORTERO DE INYECCIÓN

Se consideran dos casos de ingreso de los cloruros en la masa de hormigón, en función de su origen:

- Marítimo o cercano a costa
- Mantenimiento invernal con sales de deshielo

Se presentan ambos casos:

- *Marítimo o cercano a la costa*, para este caso no se hace ninguna propuesta nueva de tiempo, ya que en la literatura existen una gran cantidad de propuestas para resolver en forma aproximada la 2ª Ley de Fick, debido a que es la más difundida hasta el momento para obtener matemáticamente la velocidad de ingreso de los cloruros dentro de la masa de hormigón. Se presentan sólo dos expresiones desarrolladas por L. Mejbroy y E. Poulsen (1996) y por J. Broomfield (1997).

La cota de cloruros utilizada en nuestros ensayos *es un límite superior*, llegando a la saturación de la muestra, con lo cual las expresiones que se obtendrían con estos valores se alejarían demasiado de los correspondientes a un ataque normal.

Como se dijo en párrafos anteriores, se presentan dos modelos para el cálculo del tiempo, ambos se obtienen de resolver la 2ª Ley de Fick. El primero y más complejo se obtiene de un desarrollo matemático, más el empleo de tablas específicas realizado por L. Mejbroy y E. Poulsen (anejo B). En cambio, el segundo es un método simplificado propuesto por Broomfield, a través de una aproximación parabólica de la función error que contiene la 2ª Ley de Fick.

*Ecuación 1:* Solución de L. Mejbroy y E. Poulsen (1996)

$$T_1 = T_3 = t_{ex} * \left( \frac{0.5c}{\sqrt{t_{ex} D_{aex}} * z_{cr}} \right)^{\frac{2}{(1-\alpha)}}$$

Donde:

c: recubrimiento de la armadura

$t_{ex}$ : el tiempo desde la primera exposición al ataque de la estructura (años)

$D_{aex}$ : coeficiente de difusión aparente en un tiempo  $t=t_{ex}$

$z_{cr}$  y  $\alpha$ : parámetros definidos en anejo B

Esta ecuación presenta el inconveniente de que su desarrollo es bastante laborioso y se necesitan tablas para las funciones  $z_{cr}$  (anejo B)

*Ecuación 2: Solución de Broomfield (1997)*

Consiste en no definir límites matemáticos para la función error en el cálculo del coeficiente de difusión, sino que se la aproxima por una simple función parabólica.

Entonces:

$$C_{(x,t)} = C_i + (C_s - C_i) \operatorname{erfc} \left[ \frac{x}{\sqrt{4tD_o}} \right]$$

Donde:

$C_{(x,t)}$ : es la concentración de cloruros en un tiempo  $t$ , y una profundidad  $x$ .

$C_i$ : es la concentración inicial de cloruro

$C_s$ : es la concentración superficial de cloruro

$\operatorname{erfc}(z)$ : es el complemento de la función error

$D_o$ : constante de difusión

Usando la aproximación:

$$\operatorname{erf}(z) = \left( \frac{1-z}{\sqrt{3}} \right)^2$$

Entonces:

$$C_{(x,t)} = C_i + (C_s - C_i) * \left[ \frac{1-x}{\sqrt{12tD_o}} \right]^2$$

para  $0 \leq x \leq (\sqrt{12tD_o})$  y para  $x \geq (\sqrt{12tD_o})$  entonces  $C(x,t)=0$

Despejando  $t_{(x,t)}$  obtenemos:

$$T_1 = T_3 = t_{(x,t)} = \left( \frac{C_s - C_i}{C_i - C_{(x,t)}} \right) * \left( \frac{(1-x)^2}{12D_o} \right)$$

- Mantenimiento invernal con sales de deshielo, cuando se agregan las sales directamente sobre las estructuras, éstas provocan la saturación inmediata del agua deshelada y de la masa de hormigón, además de disolver el hielo. Con lo cual, los niveles de concentración de iones cloruro que contienen se aproximan a los resultados obtenidos en nuestros ensayos experimentales, los cuales muestran los resultados provocados por la saturación de la muestra.

A continuación se presentan nuestros resultados experimentales obtenidos en los diferentes tiempos que se tomaron las muestras durante la duración de todo el ensayo.

Se ve que desde el inicio del ataque los valores de concentración son muy elevados y han ingresado hasta los 30mm desde los primeros meses con una concentración que con el transcurso del tiempo sigue aumentando hasta que se saturan los poros y se mantiene con ésta, sin que en ningún caso empiece a disminuir como ocurre en los ataque normales de ataque por cloruros.

El siguiente gráfico (Figura 6.6) contiene las concentraciones para diferentes profundidades, en distintos tiempos. Éste sirve como guía de referencia para posibles ensayos realizados “in situ” o como valores para adoptar en el momento de realizar el diseño de pavimentos que estarán sometidos a la acción de estas sales.

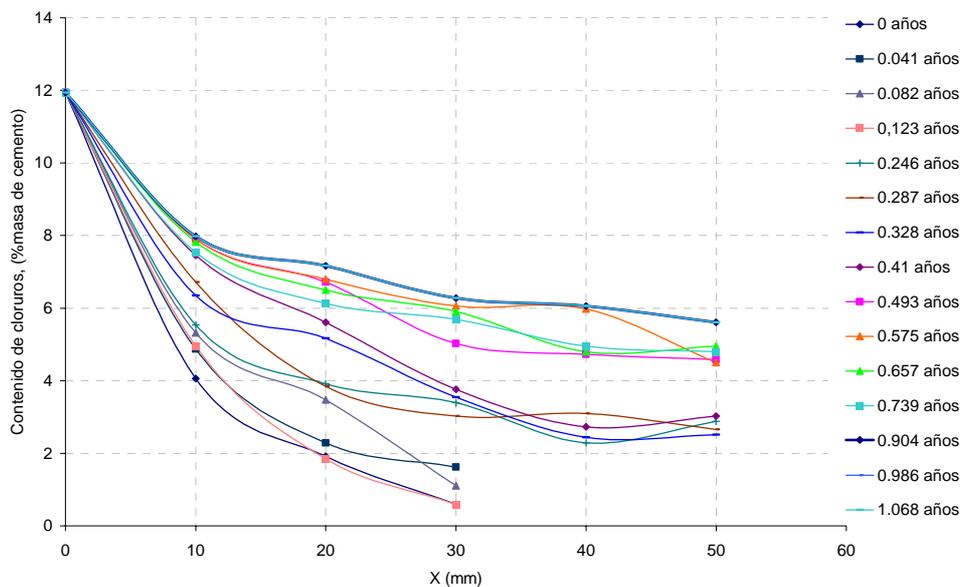


Figura 6.6: Perfil de concentración de cloruros a distintas profundidades en el tiempo

### 6.9.2. TIEMPO DE TRANSPORTE DE LOS IONES CLORURO EN LAS VAINAS

Existen distintos tipos de vainas para recubrir los aceros, en general son metálicas corrugadas (2mm de espesor) para prevenir la corrosión, también se utilizan galvanizadas para garantizar aún más la protección contra la corrosión. Pero algunos investigadores consideran que la capa de zinc durante el endurecimiento del mortero podría polarizar la barra tesada catódicamente. Se han realizado numerosos ensayos sobre los distintos tipos de vainas que hay en mercado y los resultados son variados. Pero se puede decir que los únicos conductos que han resultado impermeables al ingreso de los iones cloruros son los de polietileno, excepto en las uniones o juntas de los mismo (Podolny, 1982). Por esta razón se adopta como criterio que en el momento que los iones cloruro lleguen a la vaina ya sufren el ataque por picadura.

$$T_2 = 0$$

### 6.9.3. TIEMPO DE TRANSPORTE DE LOS IONES CLORURO EN LOS ACEROS DE ALTA RESISTENCIA

#### *Paso I:*

El procedimiento consiste, primero en definir un coeficiente de degradación del acero a partir de su carga última como acero virgen, y un testigo del acero con presencia de picaduras.

La  $f_u$  se puede obtener de ensayos de tracción previamente realizados o de los certificados de calidad dados por el fabricante.

$$I_{rdt} = \frac{f_u}{f_i}$$

$I_{rdt}$ : índice de disminución de la resistencia a tracción

$f_u$ : carga de rotura después del ataque

$f_i$ : carga de rotura sin ataque

De esta manera podemos obtener el tiempo  $T_4$  (meses) haciendo una extrapolación de la gráfica del Capítulo 5, Figura 5.19, de manera tal que obtenemos una estimación a 100 años (Figura 6.7).

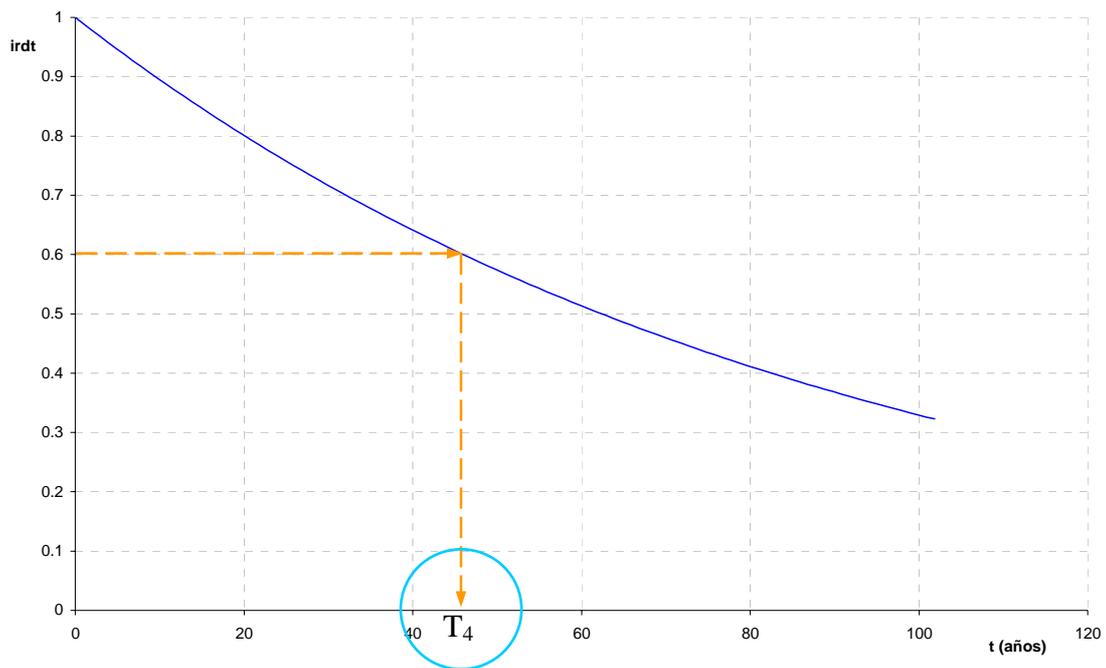


Figura 6.7: Estimación del periodo de vida útil del acero de pretensar

También se puede calcular a partir de la siguiente ecuación:

$$I_{rdt} = 1,000014 * e^{-0.0111T_4}$$

**Paso II:**

Otro dato muy interesante de considerar es la sección o la masa que le queda al acero en el momento que se está considerando. Estos parámetros se pueden hallar a partir las gráficas obtenidas en el Capítulo 5, Figura 5.25. Si se hace la extrapolación de esta figura a un tiempo de 100 años (vida útil de puentes según CEB-FIP 1990), se obtiene la siguiente gráfica (Figura 6.8).

Conociendo  $T_4$  podemos obtener dos datos muy interesantes, el índice de masa residual de acero de pretensado y la masa residual de la zona del acero que presente las picaduras. Siendo éste último dato, el que nos determinará realmente, lo que le resta de vida a esa estructura.

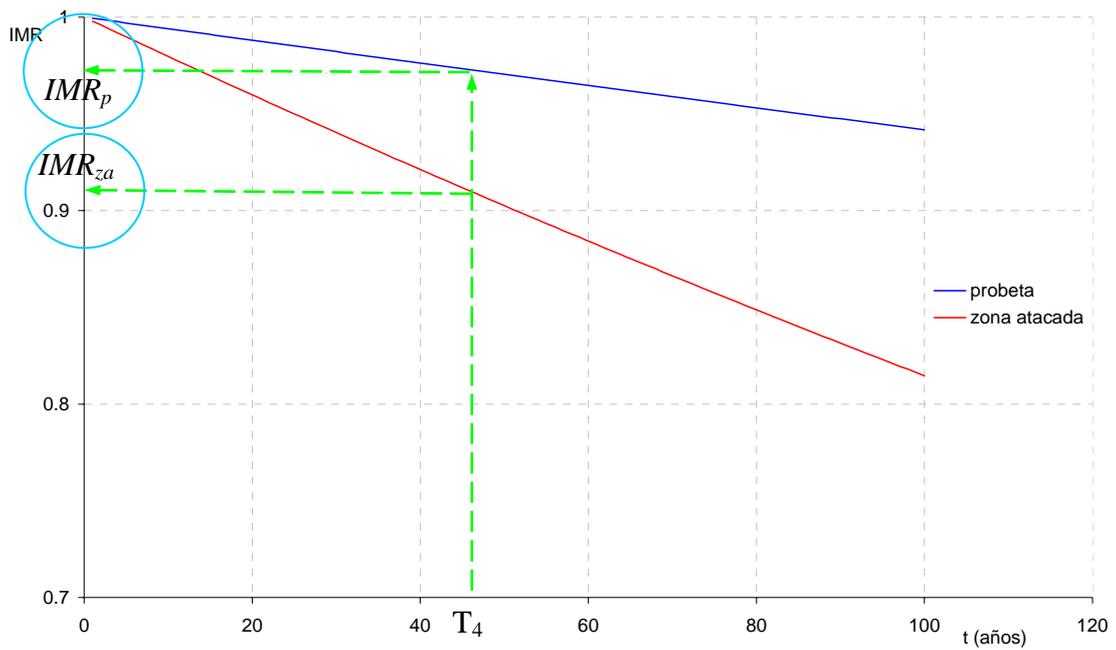


Figura 6.8: Estimación de la masa residual del acero de pretensar

**Paso III:**

Se obtiene  $IMR_p$  a partir del tiempo  $T_4$  (meses) con la gráfica anterior o mediante la siguiente ecuación:

$$IMR_p = e^{(-0.0006T_4)}$$

Y sabiendo que:

$$IMR_p = \frac{W_f}{W_o} \Rightarrow W_f = IMR_p * W_o$$

Donde:

$IMR_p$ : índice de masa residual del acero de pretensar

$W_f$ : masa del acero de pretensar después del ataque

$W_o$ : masa del acero de pretensar inicial

También se puede obtener  $IMR_{za}$  a partir del tiempo  $T_4$  (meses) con la figura 6.8 o mediante la siguiente ecuación:

$$IMR_p = e^{(-0.00205T_4)}$$

Y sabiendo que:

$$IMR_{za} = \frac{W_{laf}}{W_{lao}} \Rightarrow W_{laf} = IMR_{za} * W_{lao}$$

Donde:

$IMR_{za}$ : índice de masa residual de la zona atacada del acero de pretensar

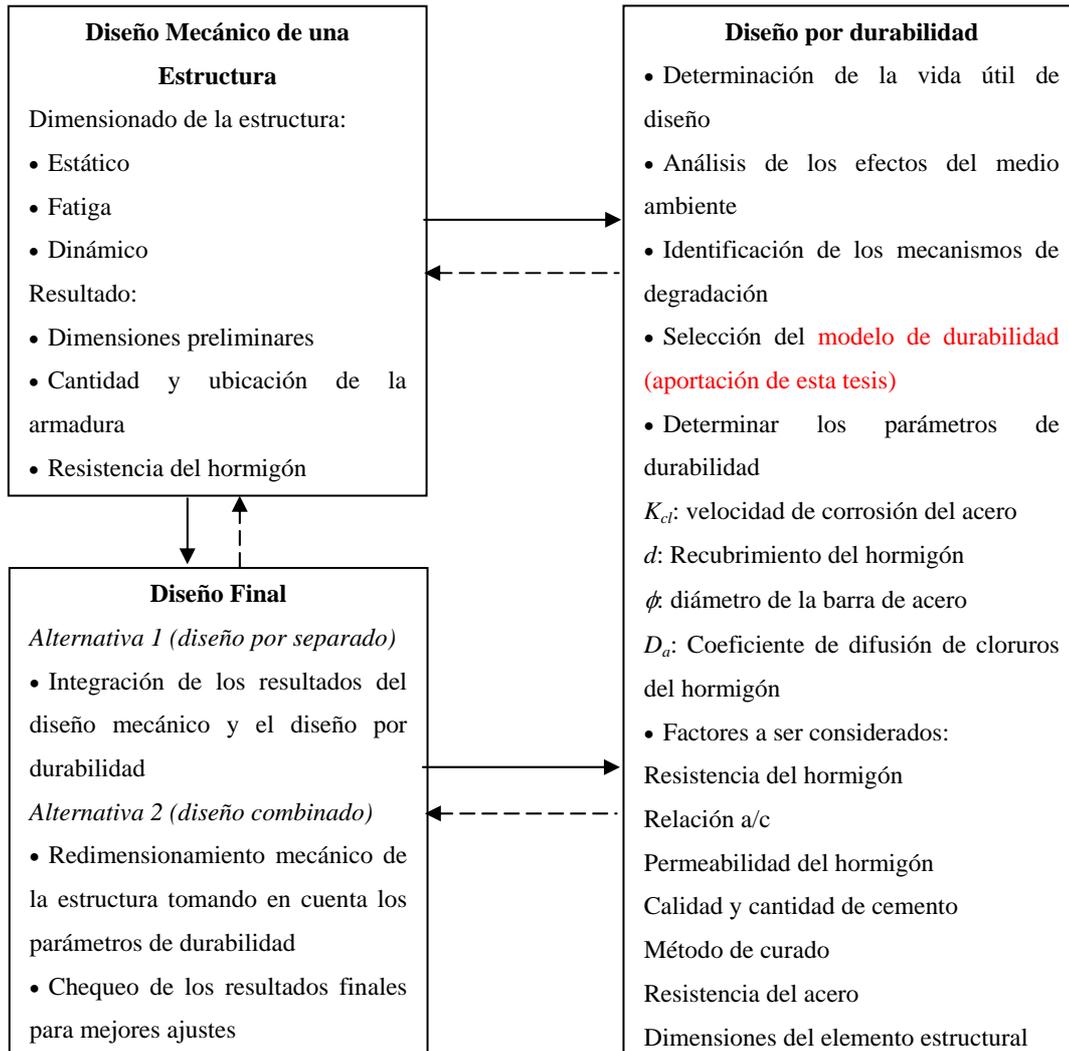
$w_{laf}$ : masa de la zona atacada del acero de pretensar después del ataque

$w_{lao}$ : masa de la zona atacada del acero de pretensar antes del ataque

*De esta gráfica obtenemos una información muy valiosa, que es la masa residual que le quedará en el tiempo considerado a la sección de acero en la zona donde ha sufrido la picadura, la cual varía considerablemente de tomar el dato de la masa residual de toda la probeta, según se observa en la Figura 6.8*

## 6.10. PROCEDIMIENTO GENERAL PARA EL DISEÑO POR DURABILIDAD

El procedimiento propuesto para el diseño de una estructura nueva (diseño mecánico + diseño por durabilidad), se presenta en el siguiente esquema y, a continuación, se lo explica con más detalles para su aplicación.



Se describe a continuación el diseño por durabilidad del esquema anterior:

### 6.10.1. ESPECIFICACIÓN DEL ESTADO LÍMITE DE DISEÑO

En esta etapa se define (conjuntamente con el cliente) el tiempo de servicio,  $T_{vu}$ , y con este valor, se estima el tiempo de diseño,  $T_D$ .

El valor de  $T_D$  se calcula según se propone en el apartado 6.7, ecuación 6.1.

### 6.10.2. ANÁLISIS DE LOS EFECTOS DEL AMBIENTE EN DONDE SE CONSTRUIRÁ LA ESTRUCTURA

El análisis de los efectos del ambiente hacia la estructura incluyen identificación de las condiciones climáticas (variaciones de temperatura y humedad, lluvias, condensación de humedad, heladas, radiación solar, contaminación ambiental), así como las condiciones

geológicas (agua subterránea, posible contacto con agua salina, contaminación del suelo por agentes agresivos como sulfatos y cloruros). En resumen, conocer el impacto que el ambiente ejercería a la estructura que se diseñará. También, es muy importante conocer el efecto que el hombre puede ejercer en ese micro-clima, como por ejemplo el uso de sales de deshielo, abrasión por tráfico de vehículos, etc.

### 6.10.3. IDENTIFICACIÓN DEL MECANISMO DE DEGRADACIÓN

Dependiendo del ambiente, será el agente agresivo el cual se diseñará la estructura (cloruros, sulfatos y/o ácidos). Este trabajo de investigación presenta sólo el diseño para un ataque con cloruros.

### 6.10.4. IDENTIFICACIÓN DE LOS REQUISITOS MÍNIMOS SEGÚN LOS CÓDIGOS DE DISEÑO

Antes de comenzar con el diseño por durabilidad es necesario conocer los requisitos mínimos que existen en las normas actualmente con relación a los parámetros involucrados en el diseño para asegurar que la estructura sea durable. En la tabla 6.2 se presentan los parámetros propuestos por el IMT (2001) y Bamforth (1995), incluye el recubrimiento mínimo según el tipo de estructura, detalles de la mezcla para el amasado del hormigón como cantidades mínimas y tipo de cemento, máxima relación a/c, etc.

Tabla 6.2: Requisitos mínimos para un hormigón en ambiente con cloruros (IMT, 2001)

Código	Tipo de exposición	Condiciones de la exposición	Cantidad mín. de cemento (Kg/m <sup>3</sup> )	Max. relación a/c	Mínimo f <sub>c</sub> (28d) (MPa)	C <sub>min</sub> (cm)	Aprox. D <sub>a</sub> (cm <sup>2</sup> /s)
BS8110	Muy severo	Salpicado de agua salada	325	0.55	40	50	3.9x10 <sup>-8</sup>
		Sales de deshielo	350	0.50	45	40	3.2x10 <sup>-8</sup>
		Alta humedad	400	0.45	50	30	2.6x10 <sup>-8</sup>

	Extremo	Acción abrasiva del mar	350	0.50	50	60	$3.2 \times 10^{-8}$
		Impacto	400	0.45	50	50	$2.6 \times 10^{-8}$
<b>Puentes BS5400 Parte 4</b>	Muy severo	Sales de deshielo	330	0.45	50	40	$2.6 \times 10^{-8}$
	Extremo	Acción abrasiva del mar	360	0.45	50	65	$2.6 \times 10^{-8}$
<b>Estructuras marítimas BS6349 Parte 1</b>	Sumergidas	< 1m bajo línea marea baja	330	0.50	-	50-75	$3.2 \times 10^{-8}$
	Zona de salpicado	< 1m bajo línea marea alta	330	0.50	-	50-75	$2.6 \times 10^{-8}$
<b>ENV 206</b>	Agua de mar	Zona expuesta a lluvias	330	0.50	40	35	$3.9 \times 10^{-8}$
		Sumergida	330	0.50	40	40	$3.9 \times 10^{-8}$
		Zona de salpicado	350	0.45	45	40	$3.2 \times 10^{-8}$
	Otra fuente de cloruros	Húmedo, sin ciclos secos	300	0.55	40	40	$3.9 \times 10^{-8}$
		Ciclos de secado, mojado	300	0.50	40	40	$3.9 \times 10^{-8}$

### 6.10.5. DETERMINACIÓN DE LOS PARÁMETROS DE DURABILIDAD

Según lo que se explicó en el *apartado 6.9*, para el diseño por durabilidad se proponen encontrar los siguientes parámetros:

**$T_1 = T_3 =$  etapa de propagación en hormigón ( $T_1$ ) y en mortero de inyección ( $T_3$ )**

*Ecuación 1:*

*c:* recubrimiento de la armadura

*t<sub>ex</sub>:* es el tiempo desde la primera exposición al ataque de la estructura

*D<sub>aex</sub>:* coeficiente de difusión aparente en un tiempo  $t=t_{ex}$

*z<sub>cr</sub>* y  $\alpha$ : parámetros definidos en tablas

*Ecuación 2:*

*C<sub>(x,t)</sub>:* es la concentración de cloruros en un tiempo  $t$ , y una profundidad  $x$ .

*C<sub>i</sub>:* es la concentración inicial de cloruro

*C<sub>s</sub>:* es la concentración superficial de cloruro

*erfc(z):* es el complemento de la función error

*D<sub>o</sub>:* constante de difusión

## **T<sub>2</sub>=0 para todo tipo de vaina**

### **T<sub>4</sub> = etapa de propagación en el acero de pretensar**

*Idrt:* índice de disminución de la resistencia a tracción

*f<sub>u</sub>:* carga de rotura después del ataque

*f<sub>i</sub>:* carga de rotura sin ataque

*IMRp:* índice de masa residual del acero de pretensar

*W<sub>f</sub>:* masa del acero de pretensar después del ataque

*W<sub>o</sub>:* masa del acero de pretensar inicial

*IMRza:* índice de masa residual de la zona atacada del acero de pretensar

*w<sub>laf</sub>:* masa de la zona atacada del acero de pretensar después del ataque

*w<sub>lao</sub>:* masa de la zona atacada del acero de pretensar antes del ataque

Entonces el modelo de durabilidad determinará las características para diseñar el hormigón y la geometría del elemento para ser usado, también en el diseño mecánico.

A continuación se muestran varios ejemplos de este modelo, comparado con los resultados de otros autores en diferentes estructuras.

## **6.11 EJEMPLOS**

Se ha aplicado el modelo de degradación de acero en varios ejemplos de otros autores, para ver su funcionamiento, y los resultados obtenidos han sido ampliamente

satisfactorios, a pesar de que las estructuras utilizadas no son exactamente para las cuales ha sido desarrollado.

**Ejemplo 1 - Fuente:** “Mechanical properties and remaining strength of corroded bridges wires”, (Shun-ichi Nakamura, Keita Suzumura, Toshimi Tarui, Structural Engineering International, pp. 50-54; 2004)

Los cables del puente son de acero galvanizado de alta resistencia, algunos de éstos presentan graves problemas de corrosión que en algunos casos se ha producido su rotura. Se han cortado los cables rotos para ser investigados mediante diferentes ensayos y poder establecer el motivo de la ruptura.

También se han simulado las características del medio ambiente donde está localizado el puente, esto es, colocando los alambres galvanizados en contacto con unas gasas húmedas y dentro de un ambiente cerrado a 40 °C.

Los especímenes se fueron retirando a los 90, 250, y 360 días del ataque.

También, los autores ensayaron alambres de acero de alta resistencia para comparar los comportamientos con los aceros galvanizados.

A continuación se calcula la masa residual de los alambres con los datos del artículo, y los coeficientes de degradación de masa y tensión aplicando formulaciones propuestas en el capítulo 5:

Donde:

t: tiempo en el que se retiraron las probetas del ataque ( $t = T_4$ , en meses)

w<sub>p</sub>: masa perdida por cada probeta en ( $\text{g/m}^2$ )

w<sub>r</sub>: masa residual de los alambres luego del ataque

w<sub>o</sub>: masa inicial de los alambres antes del ataque

f<sub>u</sub>: tensión de rotura que alcanzaron cada uno de los especímenes

f<sub>o</sub>: tensión de rotura inicial de cada uno de los especímenes

I<sub>mrpdatos</sub>: índice de degradación de la masa (datos experimentales)

I<sub>mrpprop</sub>: índice de degradación de la masa (modelo propuesto)

I<sub>rdtdatos</sub>: índice de degradación de la tensión de rotura (datos experimentales)

I<sub>rdtprop</sub>: índice de degradación de la tensión de rotura (datos experimentales)

Con los datos experimentales del artículo se calcula:

$$I_{mrpdatos} = \frac{wr}{wo}$$

$$I_{rdtdatos} = \frac{fu}{fo}$$

Y con el modelo propuesto en este trabajo de investigación también se calcula:

$$I_{mrpprop} = e^{(-0,00205T_4)}$$

$$I_{rdtprop} = e^{(-0,0111T_4)}$$

En la Tabla 6.3 se muestra la reducción de masa ocurrida en este tiempo, y la degradación de la resistencia última de los aceros obtenida con las formulaciones antes descritas:

Tabla 6.3: Comparación de resultados

	t (días)	t (meses)	wp (g/m2)	fu	wr(g/m2)	imrpdatos	imrpprop.	irdtdatos	irdtprop
aceros de alta resistencia	0	0	0	1750	38000	1.000	1.000	1.000	1.000
	180	6	750	1600	37250	0.980	0.996	0.914	0.936
	350	12	1350	1375	36650	0.964	0.993	0.786	0.875
aceros galvanizados	0	0	0	1700	38000	1.000	1.000	1.000	1.000
	90	3	100	1695	37900	0.997	0.998	0.997	0.967
	250	8.5	300	1650	37700	0.992	0.995	0.971	0.910
	350	11	600	1600	37400	0.984	0.993	0.941	0.885

Los datos resaltados en rojo son los correspondientes a los obtenidos con el modelo de durabilidad propuesto en este trabajo de investigación, y los resaltados en azul son los obtenidos a partir de los datos experimentales aportados por los autores del artículo mencionado como fuente del ejemplo.

Para apreciar mejor esta comparación se han graficado estos coeficientes en función del tiempo, como se observa en las figuras 6.9 y 6.7.

El coeficiente de degradación de la masa propuesto como parte de nuestro modelo de durabilidad aproxima muy bien la pérdida de masa en el caso de los aceros de alta resistencia, en cambio no es tan válido para el caso de los aceros galvanizados.

Por otro lado, es bastante lógico si se considera que un acero galvanizado tiene la capa de zinc, que no está contemplado en el modelo.

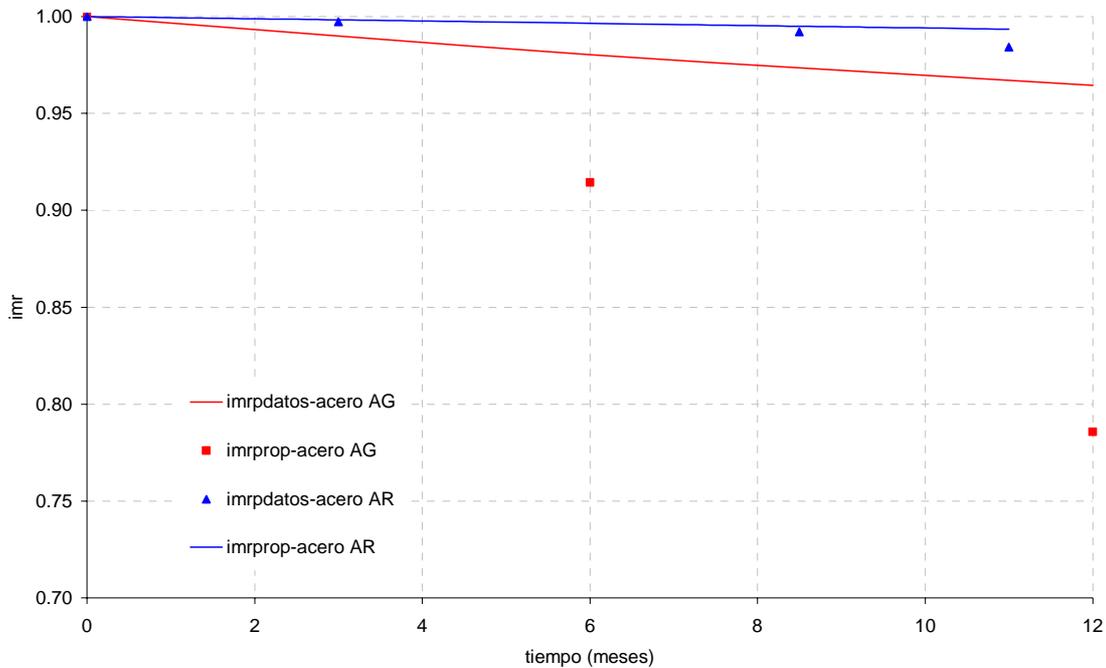


Figura 6.9: Comparación de los datos experimentales con nuestro modelo del coef. de degradación  $imr$

A continuación se presenta la figura 6.10, donde se comparan los resultados respecto a las resistencias últimas. Los valores del coeficiente de degradación de la resistencia  $irdt$  que es, también, uno de los parámetros del modelo de vida útil propuesto, se grafican respecto al tiempo transcurrido de ataque.

Del gráfico se ve que ambos aceros se aproximan al modelo. Lo hacen mejor los aceros de alta resistencia, tampoco está nada mal el comportamiento de los aceros galvanizados, debido a que en este modelo no se los ha considerado.

También, hay que destacar que estos aceros son los tirantes de un puente, y que nuestro modelo es para aceros de pretensado, con lo cual es muy importante ver que el modelo puede extenderse a otro tipo de estructura, debido a la gran ventaja de haber estudiado los materiales por separado.

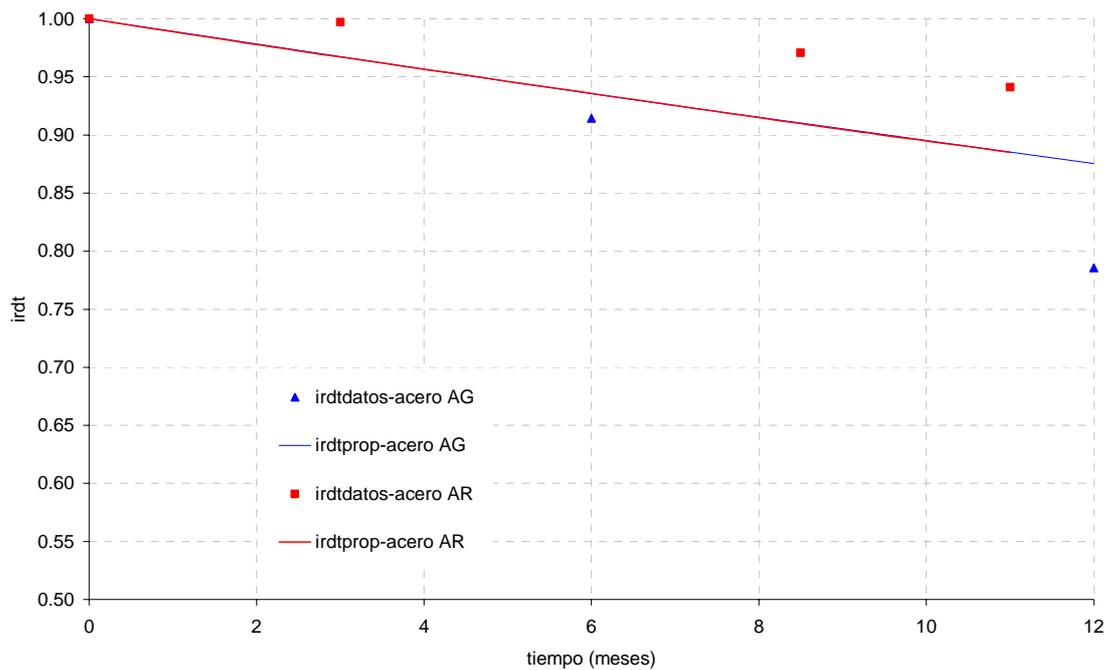


Figura 6.10: Comparación de los datos experimentales con nuestro modelo del coef. de degradación *irdt*

**Ejemplo 2: Fuente:** “Tensile Test results of post tensioning cables from the Midbay Bridge (Thomas E. Beitelman; 2000)”

El puente Midbay ubicado en State Road 293 entre State Road 20 y U.S. 98 en Niceville, Florida, es un puente de dovelas prefabricadas con pretensado exterior con 140 vanos que fue inaugurado en 1993. Tiene como sistema principal de resistencia un pretensado exterior, cada cable está formado por 19 tendones 7\*0,6”.

El puente tuvo su primera inspección en agosto del 2000 y se encontró que había un significativo número de cables que exhibían signos de corrosión, algunos ya estaban cortados, y había graves problemas de inyección.

Se extrajeron varios tendones: sin presencia de ataque, corroídos, y los que habían sufrido la rotura.

Los resultados obtenidos en esa inspección y los coeficientes de degradación obtenidos con nuestro modelo se comparan en la tabla 6.4, los valores que aparecen resaltados en azul con los obtenidos con los datos que figuran en el artículo que se ha utilizado para

comparar nuestro modelo, y los que aparecen en rojo son los obtenidos con la ecuación de tiempo que se propone en este trabajo para aplicar en el modelo de durabilidad.

Estos valores se han calculado con el siguiente procedimiento:

Primero se calculó con los datos experimentales:

$$I_{rdtdatos} = \frac{fu}{fo}$$

Donde:

fu: tensión de rotura que alcanzaron cada uno de los cables

fo: tensión de rotura inicial de cada uno de los cables

$I_{rdtdatos}$ : índice de degradación de la tensión de rotura (datos experimentales)

$I_{rdtprop}$ : índice de degradación de la tensión de rotura (modelo propuesto)

Con  $i_{rdtdatos}$  se calculo  $T_4$  de la ecuación:

$$I_{rdt} = e^{-0.0111T_4} \Rightarrow T_4 = \frac{Ln(I_{rdt})}{0.0111}$$

Tabla 6.4: Comparación de los tiempos de inspección y los propuestos por nuestro modelo

probeta	fu	irdt_datos	t. insp (meses)	t modelo prop (meses)
cont1	279.1	1.000	84	0
corr1	248.8	0.891	84	11
corr2	240.7	0.862	84	14
corr3	240.4	0.861	84	14
corr4	264.4	0.947	84	5
corr5	250.7	0.898	84	10
corr6	246.8	0.884	84	11
corr7	245.0	0.878	84	12

Se puede decir que si en este puente se hubiese aplicado algún modelo de durabilidad para su diseño se podría haber evitado todo el proceso de rehabilitación que ha sido de varios millones de dólares. Por ejemplo aplicando el modelo propuesto en esta tesis, la primera inspección se debería de haber realizado aproximadamente a los 6 meses de la

puesta en servicio. De esta forma se hubiese detectado el problema de mala inyección, el ingreso de oxígeno en las zonas de los anclajes, etc. Con lo cual se hubiesen adoptado medidas inmediatas, mucho más rentables que haber llegado al caso extremo 7 años después.

**Ejemplo 3: Fuente:** “Service-life prediction of deteriorating concrete bridges (M. Enright, D. Frangopol, 1998)”

En este artículo se analiza la resistencia en el tiempo de un puente carretero de hormigón armado sometido a cargas que varían en el tiempo. Existen muchos tipos de degradación de la resistencia en las estructuras de hormigón armado, como puede ser ataque sulfatos, cloruros, reacción álcali-sílice, ciclos de hielo y deshielo. Siendo la pérdida de resistencia debida a la corrosión la más común en este tipo de estructuras.

Hay muchos autores que se han dedicado a proponer diferentes modelos para estudiar la pérdida de resistencia en el transcurso del tiempo debido a problemas de corrosión (Crumpton and Bukovatz, 1974; Shroff, 1988; Novokshchenov, 1989; Thof-Christensen, 1997; Enright, 1996, modelos con coeficientes obtenido de aproximaciones estocásticas, la mayoría basados en la teoría del modelo de Markov).

En este ejemplo se ha estudiado uno de los puentes analizado con el modelo de Enright & Frangopol, el L-18-BG Colorado Bridge, puente con vigas T de hormigón armado.

Estos autores proponen 4 casos para ver la degradación de resistencia esperada en un tiempo transcurrido, definiendo:

Caso I: degradación baja

$$g_{(t)} = 1 - 0.0005T$$

Caso II: degradación media

$$g_{(t)} = 1 - 0.005T$$

Caso III: degradación media

$$g_{(t)} = 1 - 0.01T + 0.00005T^2$$

Caso IV: sin degradación

Estos modelos consideran la reducción de la sección completa del puente (hormigón + acero).

A continuación se comparan estos casos con los valores obtenidos con nuestro modelo, considerando, sólo, la degradación del acero, debido a que en el artículo no aparecen ninguna de las propiedades de los materiales, ni tampoco contenidos de cloruros en el hormigón, que en nuestro caso son necesarios para estudiar su degradación.

Con lo cual se da adopta un valor en forma aleatoria, basado en la bibliografía del tiempo que llevaría la difusión de los iones cloruro hasta llegar al acero ( $T_1 = T_3 = 10$  años y  $T_2 = 0$  años).

Como hemos visto en los dos ejemplos anteriores, se calcula  $T_4$  según:

$$I_{rdt} = e^{-0.0111T_4} \Rightarrow T_4 = \frac{\text{Ln}(I_{rdt})}{0.0111}$$

Donde:

$f_u$ : tensión de rotura que alcanzaron cada uno de los cables

$f_0$ : tensión de rotura inicial de cada uno de los cables

$I_{rdt_{datos}}$ : índice de degradación de la tensión de rotura (datos experimentales)

$I_{rdt_{prop}}$ : índice de degradación de la tensión de rotura (modelo propuesto)

En la Tabla 6.5 se pueden comparar los valores obtenidos para los dos modelos de vida útil, y como en los dos casos anteriores en azul se resaltan los resultados correspondientes a los del artículo tomado como ejemplo y en rojo los valores obtenidos con nuestro modelo de durabilidad.

Tabla 6.5: Comparación de los coeficientes de degradación

$f_u$	caso I	caso II	caso III	caso IV	$I_{rdt_{prop}}$	T4 + difusion	T4(años)
300	1.000	1.000	1.000	1	1.000	10	0
430	1.000	1.000	0.999	1	0.999	10.083	0.083
460	1.000	0.998	0.995	1	0.994	10.500	0.500
460	1.000	0.995	0.990	1	0.989	11	1
470	0.998	0.975	0.951	1	0.946	15	5
545	0.975	0.750	0.625	1	0.574	60	50
550	0.963	0.625	0.431	1	0.435	85	75

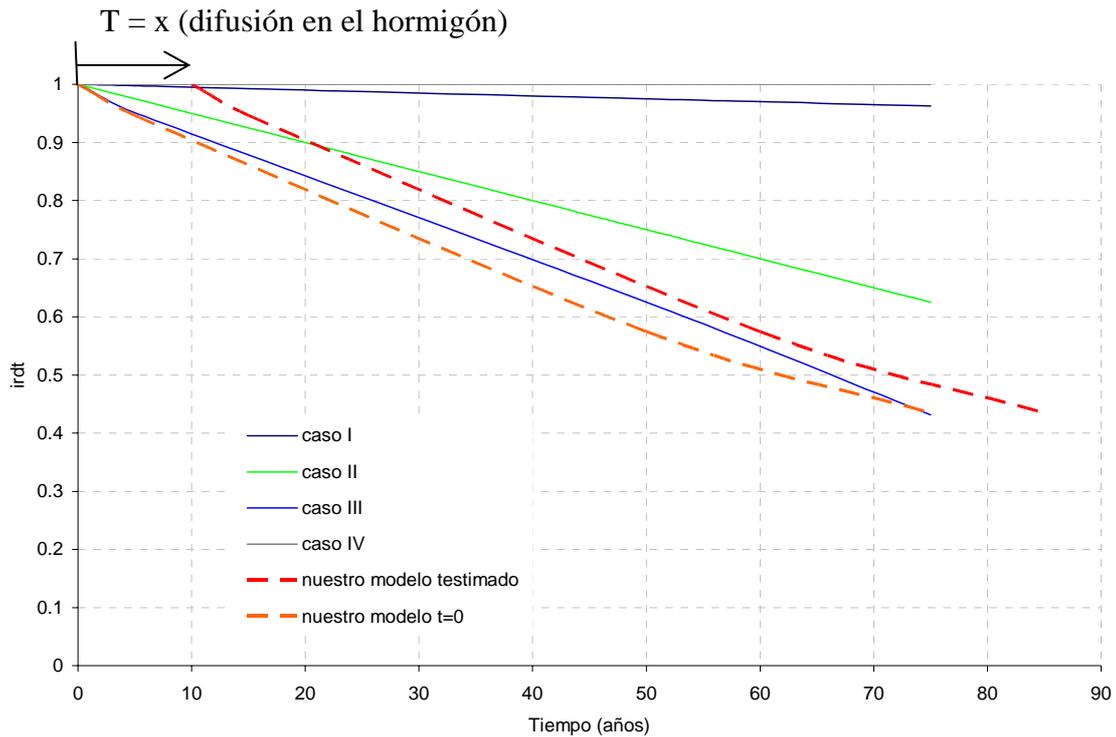


Figura 6.11: Comparación del modelo de Enright & Frangopol y nuestro modelo

En el gráfico se puede observar como nuestro modelo aproxima muy bien la caso de degradación media propuesto por Enright & Frangopol, estando un poco por debajo si consideramos únicamente el tiempo de degradación del acero ( $t = 0$ ). Pero si realmente lo asemejamos al caso real, considerando la difusión del ión cloruro en la masa de hormigón que puede llegar a tiempo de entre 5 a 10 años, para hormigones que no presenten fisuras y cumplan con todos sus requisitos de durabilidad, el modelo se comporta aún mejor.

Con la gran diferencia entre ambos casos que nuestra propuesta viene derivada directamente de resultados experimentales de laboratorio, en cambio los otros casos son modelos basados en la teoría de la probabilidad (Teoría de Markov).

## 6.12 CONCLUSIONES

Se ha presentado un modelo de durabilidad que puede ser aplicado tanto para el diseño de estructuras nuevas como para la evaluación de estructuras que están en servicio y manifiestan síntomas de posibles problemas de ataque de corrosión por cloruros.

Para llegar a obtener este modelo se realizaron amplias campañas experimentales en los distintos materiales que forman el hormigón pretensado. Con el análisis de todos estos

resultados se ha podido estudiar el comportamiento de cada uno de ellos frente al ingreso del ión cloruro, llegando de esta forma a las ecuaciones propuestas.

Las principales conclusiones del estudio realizado son las siguientes:

- Se estudiaron diferentes modelos de vida útil, comprobando que la mayoría de ellos se basan en el conocido modelo de Tuutti. Éste fue de los primeros modelos que se propusieron específicamente para tratar el problema de la corrosión en el hormigón armado. Este considera dos períodos de tiempo, uno de iniciación (tiempo que los cloruros tardan en atravesar el recubrimiento) y uno de propagación (tiempo en que se pierde la protección de la capa pasivante). Con lo cual, existe una carencia en estos modelos, y es, estudiar la degradación del acero una vez que la capa pasivante ya no existe.
- En base al modelo de Tuutti, en este trabajo se propone ampliarlo a estructuras de hormigón pretensado, estudiando el ingreso de los cloruros en cada uno de los materiales que lo componen. Por este motivo, también podrá ser aplicado tanto en diseños de estructuras nuevas como para la evaluación de estructuras en servicio.
- En el modelo se definen claramente 4 tiempos (figura 6.1) para cada uno de los materiales, y con todos ellos se obtiene el tiempo de vida útil de esa estructura:
  - ✓  $T_{vu}$ : tiempo de vida útil de una estructura.
  - ✓  $T_1$ : tiempo que demoran los iones cloruros en atravesar el hormigón desde el exterior hasta llegar a la vaina.
  - ✓  $T_2$ : tiempo que demoran los iones cloruros en provocar picaduras en la vaina permitiendo así, el acceso al mortero de inyección.
  - ✓  $T_3$ : tiempo que demoran los iones cloruros en atravesar el mortero de inyección desde la vaina hasta el acero de pretensar.
  - ✓  $T_4$ : tiempo de degradación de la sección de acero debido al ataque corrosivo, provocando una pérdida de su capacidad portante.
- Se han considerado dos ambientes de exposición en el caso de ingresos de cloruros en el hormigón: marítimo y mantenimiento invernal utilizando sales de deshielo. El primer caso está ampliamente estudiado según lo que se ha visto en la bibliografía, desde considerar diferentes concentraciones, procesos de aceleración de los ataques como puede ser la aplicación de corrientes eléctricas, etc. En cambio, en el tema de mantenimiento invernal, en general se hace una extensión del ambiente marino para su estudio, cuando es un caso donde, en general, las concentraciones de cloruros son bastante más altas, llegando a niveles de saturación del hormigón. En este trabajo se

han considerado estas situaciones extremas y se presentan los comportamientos obtenidos, para que puedan ser utilizados como referencia a la hora del diseño de estructuras o evaluación de aquellas que estén en servicio.

- Del trabajo estudiado para el mantenimiento invernal se ha podido ver que la saturación por sales es un proceso muy rápido y altamente perjudicial, es por ello que no sea suficiente los tratamientos que se hacen en el hormigón después de que están han sido aplicadas. Sería mejor plantear hormigones que tengan una barrera contra las sales antes de su aplicación, como pueden ser capas de impermeabilización, etc.
- Se ha presentado un esquema simple de aplicación del modelo tanto a nivel de diseño, como de evaluación de las estructuras. Y luego un desarrollo amplio del mismo para su mejor interpretación.
- Se ha probado el modelo de degradación de los aceros en estructuras ya existentes evaluadas por otros autores, como es el caso del puente de Brooklyn. En este ejemplo se compararon los resultados experimentales obtenidos de los tirantes galvanizados del puente y tirantes de acero de alta resistencia, con las degradaciones obtenidas aplicando el modelo del acero, y los resultados se han aproximado bastante. Se ha visto una mejor aproximación a los tirantes de alta resistencia que respecto a los galvanizados en lo que a degradación de masa se refiere, algo lógico si consideramos el tratamiento de los aceros galvanizados, tema no tenido en cuenta en el modelo propuesta. Respecto de la degradación de la resistencia ambos aceros se han comportado en forma muy similar al modelo.
- También se ha aplicado en la evaluación del puente Midbay, puente de dovelas prefabricadas con pretensado exterior, en el cual se realizó una costosa y larga rehabilitación debido a la rotura de varios tendones por problemas de corrosión. La inspección se realizó 7 años después de su puesta en servicio y, según lo que se comprobó con nuestro modelo de vida útil, esta rehabilitación podría haberse evitado si las inspecciones hubiesen empezado al año de ponerlo en funcionamiento.
- Por último, y abarcando distintos problemas para evaluar el funcionamiento del modelo, se lo comparó con otro modelo derivado de la teoría estocástica (teoría de la probabilidad). El modelo a comparar es el desarrollado por Enright & Frangopol, que proponen cuatro casos de deterioro en función del tiempo que lleva la estructura en servicio. Y se ha comprobado que nuestro modelo se aproxima a los caso de degradación media a media alta, con lo cual es bastante satisfactorio porque esta dentro de un rango de seguridad aceptable.



# Capítulo 7

## CONCLUSIONES

### 7.1. CONSIDERACIONES GENERALES

A través de los distintos capítulos que componen este trabajo de investigación, se han realizado diversas observaciones y comentarios importantes, todos relacionados directamente con los objetivos propuestos en el primer capítulo de esta tesis. A continuación, se hace una recopilación de todas estas consideraciones con el propósito de satisfacer tanto el objetivo general del que parte este estudio, como cada uno de los objetivos específicos.

### 7.2. CONCLUSIONES GENERALES

De toda la bibliografía revisada para estudiar el problema de la corrosión por cloruros en hormigón pretensado se ha puesto de manifiesto que existe, aún, una gran carencia en lo que respecta al entendimiento del fenómeno, a la interacción entre las distintas áreas que comprenden este proceso químico y, por último y consecuencia de todo lo anterior,

la falta de modelos de diseño de estructuras nuevas y de evaluación de estructuras en servicio que tengan en cuenta este problema de durabilidad.

Por estos motivos, en este trabajo se propone obtener un estudio detallado de cada material que compone el hormigón pretensado y, de esta forma, desarrollar una propuesta de modelo de vida útil que estima cada tiempo de ingreso de los iones cloruro en cada uno de estos materiales, siendo un modelo que se asemeje a lo que ocurre en la realidad.

### **7.3. CONCLUSIONES ESPECÍFICAS**

#### **7.3.1. HORMIGONES Y MORTEROS DE INYECCIÓN**

Se estudió el ingreso de los iones cloruros en un hormigón H35, que es la resistencia mínima que exige la norma EHE para pretensado compatibles con la durabilidad para el caso marino (clases III).

También, se extendió este estudio a morteros utilizados en la inyección de vainas. Este mortero utilizado es el aconsejado para inyecciones de vainas y relleno de fisuras, siendo seguramente de mejor calidad del que se utiliza en general en obra.

Se han realizado probetas de las cuales se extrajeron muestras para estudiar las concentraciones de cloruros a distintas profundidades en un tiempo de 14 meses de ensayo. Se trazaron los perfiles de cloruros y se calculó el coeficiente de difusión aparente para estos materiales y las condiciones ambientales que estaban sometidos.

El resumen y las conclusiones obtenidas de este estudio son:

⇒ Relativos al instrumental y procedimientos experimentales:

- Se obtuvo mediante la experimentación el punto de saturación del agua de la red de Barcelona para una solución de cloruro de sodio. Este valor fue del 15% respecto del agua, con lo que se aseguró el máximo ataque acelerado que podía aplicarse y unas condiciones parecidas a las que pueden producirse en circunstancias de mantenimiento invernal.
- Las probetas fueron curadas durante 28 días, y luego se dejaron secar durante otros 28 días para asegurar su total secado, ya que de esta forma se favorece el proceso de absorción capilar.

- Se diseñó un dispositivo autónomo que garantizó ciclos de ataque humedad-secado que funcionaba mediante un temporizador programable. Todo este sistema de ataque estuvo dentro de una cámara climática donde se mantuvo la humedad relativa al 50% y la temperatura en 20°C.
- Todas las probetas fueron pintadas en 4 de sus caras con una resina epoxy que aseguraba una única dirección de ataque.
- La extracción de las muestras se hizo de forma tal de perturbarlas lo menos posible, siendo partidas en sentido paralelo a la dirección del ataque de manera tal de poder obtener las muestras a las profundidades que interesaban.
- Se ha visto que el método de colorimetría es un método cualitativo eficiente tanto para hormigón como para morteros. Y también muy aconsejable para una primera estimación de la evaluación de la profundidad de ingreso de los cloruros.
- De los valores de concentración superficial obtenidos experimentalmente se ha visto una gran dispersión, debido a que las capas de sales que se adhieren a la superficie provocan la saturación de los poros, luego estas capas se caen, siendo un proceso repetitivo pero aleatorio, con lo cual es muy difícil obtener el verdadero valor de concentración durante el tiempo de ensayo.

⇒ Conclusiones relativas a los resultados:

#### *Hormigón*

- Para el cálculo de la concentración superficial y el coeficiente de difusión aparente en el hormigón se aplicó la 2ª Ley de Fick, según el desarrollo matemático de Leif Mejlbro y el valor obtenido es muy similar a los resultados experimentales obtenidos a partir de los 60 días de ataque.
- Se han comparado nuestros resultados con datos reales de una estructura en una zona marítima (Poulsen, 1996) y se ha comprobado que hemos logrado un ataque que ha superado los valores reales en tres veces, habiendo llegado casi a la saturación de los poros del hormigón, lo que ha provocado que las concentraciones permanecen constantes en la profundidad de la masa.
- De esta forma se ve que la aceleración del ataque ha sido muy eficiente para obtener resultados en un período corto de tiempo. Con lo cual se está estudiando el fenómeno desde el límite superior al que se puede alcanzar sin utilizar otras técnicas asociadas, como las eléctricas.

- El hormigón que se diseñó es el que la Norma establece como mínimo para una estructura pretensada en zona marina. Se cumplió con la resistencia mínima, relación a/c, buen curado, control de fisuras. Pero de los resultados se ha visto que no fue suficiente para lograr la impermeabilidad del hormigón al ingreso de los iones cloruro, con condiciones de ataque tan altas.
- Con lo cual, se ha visto que los parámetros que la Normativa exige para un buen diseño considerando la durabilidad de la estructura pueden no ser suficientes.
- En condiciones de ambiente marino la difusión de los iones cloruro puede predecirse con cierta precisión y puede asimismo diseñarse un hormigón para que el ingreso sea lo suficientemente lento (Figura 3.20: datos de Poulsen). Sin embargo, cuando la concentración de iones cloruro llega a la saturación del agua (como puede ocurrir en circunstancias de mantenimiento invernal), a los 120 días de ataque se llega a concentraciones poco dominables a la profundidad de la armadura, por lo que debe definirse una **barrera adicional**, barrera que, en el caso de pavimentos de puentes es una capa de impermeabilización (membrana, brea epoxy, etc.)
- Además, dada la enorme velocidad a la que se produce la difusión de los cloruros con estas concentraciones de ataque tan altas, carece de sentido alguno intentar ajustar curvas de predicción, puesto que los propios resultados de los ensayos realizados dan por ellos mismos la información suficiente.

#### *Mortero*

- Para el cálculo de la concentración superficial y el coeficiente de difusión aparente en el mortero de inyección, también se aplicó la 2ª Ley de Fick, según el desarrollo matemático de Leif Mejlbro y el valor obtenido es un poco superior a la mayoría de los resultados experimentales obtenidos durante todo el ataque.
- El mortero de inyección que se amasó fue según las indicaciones del fabricante, es de una calidad superior a la que en general se utiliza para la inyección de vainas. Este material está más difundido para rellenar fisuras. Pero aún siendo de una muy alta calidad, homogéneo y casi impermeable, el ataque ha sido lo suficientemente agresivo para lograr un ingreso uniforme de los iones cloruro hasta una profundidad de 10mm.
- En la Normativa no se encuentran recomendaciones respecto de la calidad de este material, que sería muy importante incorporarlas.

### 7.3.2. ACEROS DE PRETENSAR: DEGRADACIÓN MECÁNICA

Se estudió el efecto de la forma y tamaño de las picaduras provocadas por un ataque de corrosión localizado sobre el comportamiento mecánico de los aceros. Para alcanzar estos objetivos se realizaron ensayos con probetas de acero a las cuales se le realizaron diferentes desbastes mecánicos, donde se intenta abarcar desde un defecto puntual hasta una degradación más amplia de la pieza. De esta manera, se quería abarcar situaciones con degradaciones extremas para estudiar el efecto “entalla” en los aceros que producen las picaduras de ataque de los iones cloruro, tanto para distintas formas, longitudes y profundidades de éstas.

De este estudio se puede decir que:

- La forma del desbaste (longitud y profundidad) tiene una influencia muy importante en la disminución de la carga de rotura.
- Se ha observado que un desbaste de poca longitud provoca una reducción considerable de la carga de rotura y ésta es totalmente frágil. También, a medida que se aumenta la longitud de desbaste la rotura es cada vez más dúctil, semejante a la rotura de los alambres de referencia, y la reducción de la carga es menor que en el caso de longitud mínima. Es decir que *el efecto de entalla es muy significativo*.
- También la profundidad del desbaste tiene una gran influencia: a mayor profundidad de desbaste y menor longitud, la rotura es totalmente frágil, y la carga de rotura es sustancialmente menor que la de los alambres de referencia.
- Por lo tanto, mientras más localizada sea la entalla, menos capacidad portante tiene la pieza y más frágil es la rotura. Teniendo en cuenta que un ataque de corrosión localizado provoca picaduras de muy poca longitud, pero profundas, se entiende perfectamente el fenómeno de rotura de las estructuras de hormigón pretensado sometidas a un ataque de corrosión.
- Un defecto, como puede ser el mecanizado, genera un comportamiento mecánico local de esa zona particular, pero que no se ve reflejado en la respuesta de la zona no mecanizada. Por esto, las eventuales disminuciones de sección producidas por la corrosión influyen apenas en la rigidez.

### 7.3.3. ACEROS DE PRETENSAR: DEGRADACIÓN QUÍMICA

Se estudió el comportamiento de los aceros de pretensar sometidos a un ataque químico con una concentración de cloruro de sodio al 15 %. Los estudios se realizaron sobre

probetas sometidas a una tensión del  $0,55f_{max}$ , y sobre especímenes sin tensión alguna. Se determinó la disminución de la resistencia a rotura en función del tiempo transcurrido de ataque y, también, se analizó la pérdida de masa de la sección atacada durante ese tiempo.

Las principales conclusiones obtenidas de este estudio son:

⇒ Conclusiones relativas al instrumental y procedimientos experimentales:

- Se logró diseñar cámaras de ataque que aseguraron la estanqueidad y el total aislamiento de la zona atacada mediante el uso de roscas métricas que aseguraban un sellado hermético a los líquidos.
- Las cámaras eran de muy fácil acceso lo que facilitó su limpieza y el control de la concentración de la solución de ataque.
- Se diseñó un mecanismo bastante sencillo para obtener la tensión de las probetas de acero en un espacio reducido. Se aprovecharon bastidores de fluencia oleoneumáticos que se utilizan para ensayos de fluencia del hormigón, y se diseñó un marco que transformaba la carga de compresión aplicada por los bastidores en una fuerza de tracción que servía para tesar los alambres con una carga constante del  $0,55 f_{max}$ .
- La carga se mantenía constante y se controlaba mediante su monitorización a través de un equipo de adquisición de datos que estaba conectado a células de carga que se colocaron en cada una de las probetas tesadas.
- Todas las probetas se colocaron dentro de una cámara climática que mantenía la temperatura en 20°C, y la humedad relativa en el 50%, esto facilitaba aún más el ataque.
- Durante un período de 13 meses, la última semana de cada mes se procedía a limpiar todas las cámaras de ataque para colocar una nueva solución de ataque. Las probetas eran pesadas y se retiraban dos probetas sin tesar y una tesada para su posterior ensayo de tracción.
- Las probetas han sido pesadas mensualmente para controlar la pérdida de masa sufrida debido a un ataque corrosivo.

⇒ Conclusiones relativas a los resultados

- De las curvas tensión-deformación se observa claramente cómo el ataque químico incide directamente en la disminución de la rigidez y de la carga última del acero de pretensar. Esto se ha podido ver en las curvas tensión-deformación de cada probeta de acero ensayado. Cuando se comparan los aceros de referencia con los atacados, se nota cómo la pendiente de la curva es menor en los aceros atacados que en los de referencia, y esta pendiente es cada vez menor a medida que aumenta el tiempo de ataque.
- Con los ensayos realizados, se ha demostrado cómo el tesado influye en la degradación de la capacidad última de los alambres de pretensar cuando hay presente un ataque químico. En las curvas trazadas se ve claramente cómo la tendencia de los aceros tesados tienden más rápido a la rotura de la pieza que un alambre sin tensión.
- Se propone el cálculo de un índice de pérdida de resistencia a la tracción, como el cociente entre la carga de rotura del alambre atacado y la carga de rotura del alambre sin ataque. Con este índice se puede calcular la carga última de un alambre que esté sometido a un ataque químico en un tiempo conocido. También se puede usar para comparar los comportamientos de los aceros tesados y sin tesar, y poder establecer, de esta manera, cuánto influye el efecto del tesado en un ataque corrosivo.
- Se ha propuesto el cálculo de un índice de masa residual, tanto para la probeta, como en forma particular de la zona atacada. En las gráficas obtenidas con este índice en el tiempo, se observa la diferencia significativa de la tendencia a la degradación de la sección. Esta degradación localizada (Figura 4.48) es mucho más significativa que la referida a la degradación de toda la probeta, con lo cual se verifica la importancia del fenómeno de corrosión en un estado de tracción de los aceros.
- Esta diferencia es muy importante debido a que un ataque localizado de corrosión provoca picaduras en los alambres en forma no uniforme, por lo cual los alambres resisten mientras puedan distribuir sus tensiones pero, en cuanto uno de los alambres se degrade tanto que se genere su rotura, esto provocará una situación de rotura en cadena del resto, y seguramente, el colapso de la estructura.

#### 7.4. MODELO DE DURABILIDAD PROPUESTO EN ESTA TESIS

Se ha presentado un modelo de durabilidad que puede ser aplicado tanto para el diseño de estructuras nuevas como para la evaluación de estructuras que están en servicio y manifiestan síntomas de posibles problemas de ataque de corrosión por cloruros.

Para llegar a obtener este modelo se realizaron amplias campañas experimentales en los distintos materiales que forman el hormigón pretensado. Con el análisis de todos estos resultados se ha podido estudiar el comportamiento de cada uno de ellos frente al ingreso del ión cloruro, llegando de esta forma a las ecuaciones propuestas.

Las principales conclusiones del estudio realizado son las siguientes:

- Se estudiaron diferentes modelos de vida útil, comprobando que la mayoría de ellos se basan en el conocido modelo de Tuutti (1982). Éste fue de los primeros modelos que se propusieron específicamente para tratar el problema de la corrosión en el hormigón armado. Este considera dos períodos de tiempo, uno de iniciación (tiempo que los cloruros tardan en atravesar el recubrimiento) y uno de propagación (tiempo en que se pierde la protección de la capa pasivante). Con lo cual, existe una carencia en estos modelos, y es, estudiar la degradación del acero una vez que la capa pasivante ya no existe.
- En base al modelo de Tuutti, en este trabajo se propone ampliarlo a estructuras de hormigón pretensado, estudiando el ingreso de los cloruros en cada uno de los materiales que lo componen. Por este motivo, también podrá ser aplicado tanto en diseños de estructuras nuevas como para la evaluación de estructuras en servicio.
- En el modelo se definen claramente 4 tiempos (figura 6.1) para cada uno de los materiales, y con todos ellos se obtiene el tiempo de vida útil de esa estructura:
  - ✓  $T_{vu}$ : tiempo de vida útil de una estructura.
  - ✓  $T_1$ : tiempo que demoran los iones cloruros en atravesar el hormigón desde el exterior hasta llegar a la vaina.
  - ✓  $T_2$ : tiempo que demoran los iones cloruros en provocar picaduras en la vaina permitiendo así, el acceso al mortero de inyección.
  - ✓  $T_3$ : tiempo que demoran los iones cloruros en atravesar el mortero de inyección desde la vaina hasta el acero de pretensar.
  - ✓  $T_4$ : tiempo de degradación de la sección de acero debido al ataque corrosivo, provocando una pérdida de su capacidad portante.

- Se han considerado dos ambientes de exposición en el caso de ingresos de cloruros en el hormigón: marítimo y mantenimiento invernal utilizando sales de deshielo. El primer caso está ampliamente estudiado según lo que se ha visto en la bibliografía, desde considerar diferentes concentraciones, procesos de aceleración de los ataques como puede ser la aplicación de corrientes eléctricas, etc. En cambio, en el tema de mantenimiento invernal, en general se hace una extensión del ambiente marino para su estudio, cuando es un caso donde, en general, las concentraciones de cloruros son bastante más altas, llegando a niveles de saturación del hormigón. En este trabajo se han considerado estas situaciones extremas y se presentan los comportamientos obtenidos para que puedan ser utilizados como referencia a la hora del diseño de estructuras o evaluación de aquellas que estén en servicio.
- Del trabajo estudiado para el mantenimiento invernal se ha podido ver que la saturación por sales es un proceso muy rápido y altamente perjudicial, es por ello que no son suficientes los tratamientos que se hacen en el hormigón después de que éstas han sido aplicadas. Sería mejor plantear hormigones que tengan una barrera contra las sales antes de su aplicación, como pueden ser capas de impermeabilización, etc.
- Se ha presentado un esquema simple de aplicación del modelo tanto a nivel de diseño, como de evaluación de las estructuras. Y luego un desarrollo amplio del mismo para su mejor interpretación.
- Se ha contrastado el modelo de degradación de los aceros en estructuras ya existentes evaluadas por otros autores, como es el caso del puente de Brooklyn (Nakamura, S.; Suzumura, K.; Tarui T.; 2004). En este ejemplo se compararon los resultados experimentales obtenidos de los tirantes galvanizados del puente y tirantes de acero de alta resistencia, con las degradaciones obtenidas aplicando el modelo del acero, y los resultados se han aproximado bastante. Se ha visto una mejor aproximación a los tirantes de alta resistencia que respecto a los galvanizados en lo que a degradación de masa se refiere, algo lógico si consideramos el tratamiento de los aceros galvanizados, tema no tenido en cuenta en el modelo propuesta. Respecto de la degradación de la resistencia, ambos aceros se han comportado en forma muy similar al modelo.
- También, se ha aplicado en la evaluación del puente Midbay (Beitelman, T. E. 2000), puente de dovelas prefabricadas con pretensado exterior, en el cual se realizó una costosa y larga rehabilitación debido a la rotura de varios tendones por problemas de corrosión. La inspección se realizó 7 años después de su puesta en servicio y, según lo

que se comprobó con nuestro modelo de vida útil, esta rehabilitación podría haberse evitado si las inspecciones hubiesen empezado al año de ponerlo en funcionamiento.

- Por último, y abarcando distintos problemas para evaluar el funcionamiento del modelo, se lo comparó con otro modelo derivado de la teoría estocástica (teoría de la probabilidad). El modelo a comparar es el desarrollado por Enright & Frangopol, que proponen cuatro casos de deterioro en función del tiempo que lleva la estructura en servicio (Enright, M.; Frangopol, D.; 1998). Y se ha comprobado que nuestro modelo se aproxima a los casos de degradación media a media alta, con lo cual es bastante satisfactorio porque está dentro de un rango de seguridad aceptable.

## **7.5. FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN**

Este trabajo experimental investigó el comportamiento de los distintos materiales que forma el hormigón pretensado en un tiempo medio de 12 meses. Aunque ha sido un trabajo experimental muy extenso en cuanto a diferentes materiales y ensayos, sería necesario poder extenderlos en el tiempo para verificar si las extrapolaciones propuestas se cumplen realmente.

Además, sería interesante extender los ensayos realizados y estudiar el comportamiento de piezas estructurales de hormigón pretensado, comenzando con modelos a escala reducida y luego ampliarlos a escala real.

Como se ha visto, nuestra propuesta puede ser un modelo muy potente en otro tipo de estructuras, como pueden ser los puentes atirantados o con pretensado exterior. Sería importante realizar campañas experimentales con distintos materiales, como pueden ser aceros galvanizados, y también el estudio de la corrosión del pretensado en vainas no adherentes, y de la penetración de los cloruros en las propias vainas de polietileno de alta densidad.

En el caso del mantenimiento invernal, habría que estudiar diferentes alternativas de diseño de los hormigones para generar esa barrera de impermeabilización, de manera tal de evitar el rápido ingreso de las sales de deshielo. O estudiar alternativas de capas protectores de materiales que no se vean afectados por éstas.

Todo lo anterior es respecto de temas experimentales, pero también un tema muy interesante de futuro y que se ha comenzado a desarrollar con el apoyo del Dr. Sergio Oller, de la Universidad Politécnica de Cataluña, es un modelo numérico que represente este fenómeno químico desde la mecánica del daño, no ya a nivel material, sino a nivel estructural.

También, otro tema muy interesante, a la hora de evaluar las estructuras, es seguir en la investigación de diversas técnicas que sean fiables y no destructivas para poder llegar a conocer el estado de los alambres de pretensar sin llegar a la extracción de testigos. Hasta el momento, existen numerosas técnicas, pero ninguna es completamente precisa.



## BIBLIOGRAFÍA

**Agulló, L. (2001)**, “*Técnicas Experimentales*”, Apuntes de clases del Programa de Doctorado de Ingeniería de la Construcción, Universidad Politécnica de Cataluña, España; Setiembre 2001.

**Andrade, C.; Martínez, I.; Rodríguez, J.; Jiménez, F. (2000)**, “*Desarrollo de un equipo portátil para la evaluación in-situ de la corrosión en armaduras de estructuras de hormigón*”, V Congreso Nacional de Corrosión y Protección, Madrid.

**Araiza, J. C. (2003)**, “*Dynamic assessment of structural building components*”; Tesis Doctoral; Universidad Politécnica de Cataluña; Febrero 2003.

**Astiz, M. A. (2000)**, “*Modelos para el estudio de la corrosión bajo tensión en materiales metálicos*”, Anales de la Mecánica de la Fractura, Vol. 7, pp. 45-53; 2000.

**Atienza, J. M. (2001)**, “*Tensiones residuales en alambres de acero trefilado*”, Tesis doctoral, Universidad Politécnica de Madrid.

**Atienza, J. M. (2001)**; “*Tensiones residuales en alambres de acero trefilado*”, Tesis Doctoral, Universidad Politécnica de Madrid; 2001.

**Atienza, J. M.; Elices, M. (2005)**, “*Influencia de las tensiones residuales en la corrosión bajo tensión de los aceros de pretensado*”; Hormigón y Acero, nº 235, pp. 91-99; 1er Trimestre.

**Ayats, J.; Gnagi, A.; Elsener, B. (2003)**, “*Electrical isolation as enhanced protection for post-tensioning tendons in concrete structures*”, II Congreso de Ache de Puentes y Estructuras, Madrid; 2003.

**Beitelman, T. E. (2000)**, “*Tensile Test Results of Post Tensioning Cables from the Midbay Bridge*”, Florida Department of Transportation Structures Research Centre; October 2000.

**Berardo, L.; Dorio, A. (1998)**, “*Medición de velocidad de corrosión de armaduras de hormigón armado*”, Asociación de Ingeniería Estructural, Nº 14; 1998.

**Beretta, S.; Mateáis, S. (1996)**, “*Short crack propagation in eutectoid steel wires*”, International Journal of Fatigue, Vol. 18, Nº 17, pp. 451-456; 1996.

**Beretta, S.; Murakami (1998)**, “*Statistical analysis of defects for fatigue strength prediction and quality control of materials*”, Fatigue and Fracture Engineering Materials and Structures, Nº 21, pp. 329-335; 1998.

**Bosch, R. W.; Moons, F.; Zheng, J. H.; Bogaerts, W. L. (2001)**, “*Application of electrochemical impedance spectroscopy for monitoring stress corrosion cracking*”, Corrosion, Vol 57, Nº 6, pp. 532-539; June 2001.

**Burón, M. (1999)**, “Influencia de la puesta en obra del hormigón en la durabilidad de las estructuras de hormigón armado y pretensado”, Tesis Doctoral, Universidad Politécnica de Madrid, España; Abril de 1999.

**Carrión Viramontes, F.; Hernández Rivera, J.; Acosta Esqueda, M. (1999)**, “*Estudios de corrosión en puentes de hormigón pre-esforzado – Cables de pre-esfuerzo*”, Instituto Mexicano del Transporte (IMT), Publicación Técnica N° 122, Sanfandila, Qro; 1999.

**Casas, J. R.**, “*Evaluación Estructural y Rehabilitación de Puentes existentes*”, Apuntes de clases del Programa de Doctorado de Ingeniería de la Construcción, Universidad Politécnica de Cataluña, España; Marzo 2002.

**Castañer M.; Vázquez, E. (2001)**, “*Estudio experimental de la evolución de las propiedades mecánicas de vigas de hormigón armado ante un ataque químico por sulfatos: análisis químico*”. Tesina de especialidad ETSECCPB-UPC.

**CEB-FIP (1990)**, Código Modelo para Hormigón Estructural, “*Recomendaciones y manuales técnicos*”; Colegio de Ingenieros de caminos, canales y puertos; 1990.

**Cella, P. A.; Taylor, S. R. (2000)**, “*Electrical Resistance changes as an alternative method for monitoring the corrosion of steel in concrete and mortar*”, Corrosion, Vol. 56, N°9, pp. 951-959; September, 2000.

**Civello, C. A (2003)**, “*Corrosión en armaduras de hormigón armado*”, Revista Construir, pp. 1-9.

**Colleparidi, M. (1995)**, Proc. Int. RILEM Workshop, St. Remy-Les Chevreuse, France, p. 10; 1995.

**Comité Europeo de Normalización (1999)**: Norma prEN 206 (final draft): “*Concrete - Part 1: Specification, performance, production and, conformity*”, ERMCO, Bruselas ; (1992).

**Cordero, M. (2000)**, “Estudio teórico-experimental de la corrosión en aceros de elementos pretensados de hormigón”, Tesis de Magíster en Ingeniería Estructural, Universidad Nacional de Tucumán, Argentina; Marzo 2000.

**Coss; Murrieta, G.; Castro, P. (1998)**, “*Effect of weather cycles on chloride diffusion in porous concrete*”, Rehabilitation of Corrosion Damage Infrastructure, Chapter IV: Modelling, methods, techniques, and technologies, pp. 285-292; 1998

**CUR (1971)**; “*Cases of damages to corrosion of prestressing steel*”; Netherlands Committee for Concrete Research, Report N° 49; 1971.

**Dal Molin, D. (1988)**: “*Fissuras em estruturas de concreto armado: Análise das manifestações típicas e levantamento de casos ocorridos no estado do Rio Grande de Sul*”. Dissertação (Mestrado). Porto Alegre; 1988.

**Di Maio, A. A.; Lima, L. J.; Traversa, L. P (2004)**, “*Chloride profiles and diffusion coefficients in structures located in marine environments*”, Structural Concrete Journal of the FIB, pp. 1-4, Vol. 5, N° 1.

**Díez, M.; Vázquez, E.; Aparicio A. C. (2003)**, “*Estudio experimental de la evolución de las propiedades mecánicas de vigas de hormigón armado ante un ataque químico por sulfatos: análisis estructural y análisis químico (Segundo año de ataque)*”, Tesina de especialidad ETSECCPB-UPC; 2003.

**Duncan, P. J.; Gaydecki, P. A.; Burdekin, F. M. (1996)**, “*Ultrasonic NDT prototype for the inspection of ducted post stressing tendons in concrete beams*,” Review of Progress in Quantitative Non-destructive Evaluation, Vol. 15, pp. 1799-1806; 1996.

**Elices, M. (1985)**; “*Fracture of steels for reinforcing and prestressing concrete*”; in Fracture Mechanics of Concrete (G.C. Sih, A. DiTommaso Eds), Chapter 5; 1985.

**Elices, M. (1998)**, “*Mecánica de la fractura aplicada a sólidos elásticos bidimensionales*”, Servicio de publicaciones de la ETSI de Caminos, CyP, UPM; 1998.

**Elices, M.; Calafat, Valiente, A. (1996)**, “*Tolerancia al daño de las armaduras activas*”, I Jornadas sobre Patología en Materiales de Construcción, La Coruña; Octubre 1996.

**Elices, M.; Gálvez, J. C.; Benítez, J. M. (2002)**, “*Tolerancia al daño del bloque de anclaje de un tendón postesado*”, Anales de Mecánica de la Fractura, Vol. 19, pp. 507-512; 2002.

**Elices, M.; Maeder, G.; Sánchez-Gálvez, V. (1985)**; “*Effect of surface residual stress on hydrogen embrittlement of prestressing steels*”; Br. Corrosion Journal, vol. 18, pp.80-81; 1985.

**Elices, M.; Sánchez-Gálvez, V. (1998)**,”*Relaciones entre corrosión bajo tensión y propiedades mecánicas*”, Hormigón y Acero N° 128, pp: 107-117; 1998.

**Enright, M.; Frangopol, D. (1998)**, “*Service-life prediction of deteriorating concrete bridges*”, Journal of Structural Engineering, pp. 309-317; March 1998.

**Enright, M.; Frangopol, D. (2000)**, “*Survey and evaluation of damage concrete bridges*”, Journal of Bridge Engineering, pp. 31-38; February 2000.

**Eurocódigo N° 2 (1992)**. “*Proyecto de estructuras de hormigón. Parte 1.- Reglas generales y reglas para edificación*”, CEDEX, MOPT, Madrid, (prenorma europea ENV- 1992/1).

**Fernández Luco, L. (2000)**, “*Durabilidad de las estructuras: corrosión inducida por el ión cloruro*”, Cemento, pp. 12-16; Diciembre 2000.

**Fernández, F.; Vázquez, E.; Aparicio, A. C. (2002)**, “*Estudio experimental de la evolución de las propiedades mecánicas de vigas de hormigón armado ante un ataque químico por sulfatos: análisis estructural y análisis químico*”, Tesina de especialidad ETSECCPB-UPC; 2002.

**Fernández, J.; Aparicio, A. C.; Vázquez, E. (2002)**, “*Estudio experimental de la evolución de las propiedades mecánicas de vigas de hormigón armado ante un ataque químico por cloruros: análisis estructural y análisis químico*”. Tesina de especialidad ETSECCPB-UPC; 2002.

**FIP-78 (Stress Corrosion Test) (1978)**; “*Stress corrosion cracking resistance test for prestressing tendons*”, Technical Report N° 5; Wexham Springs, Slough, UK; 1978.

**Friedmann, H.; Amiri, O.; Ait-Mokhtar, A.; Dumargue, P. (2004)**, “*A direct method for determining chloride diffusion coefficient by using migration test*”, Cement and Concrete Research 34, pp. 1967-1973; 2004.

**Gaal, G. C. M; Van der Veen, C; Walraven, J. C.; Djorai, M. H. (2002)**, “*Prediction of deterioration of concrete bridges in The Netherlands*”, First International Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management, IABMAS2002, Barcelona; July 2002.

**Gaal, G. C. M; Van der Veen, C; Walraven, J. C.; Djorai, M. H. (2003)**, “*Prediction of Deterioration – Start application of de-icing agent taken into account*”, Transportation Research Circular E-C049: 9th International Bridge Management Conference, pp. 407-417; 2003.

**Garcés Terradillos, P. (1987)**; “*Estudio electrocatalítico del sistema Cr(III) Cr(II) y su aplicación al desarrollo del acumulador redox Fe/Cr*”; editor: s/nbre, 1987.

**GEHO (1992)**, “*Encuesta sobre patologías de estructuras de hormigón*”, Grupo Español del Hormigón Boletín 10. Madrid; 1992.

**GEHO (1993)**, “*Durabilidad de estructuras de hormigón - Guía de diseño C.E.B.*”, Grupo Español del Hormigón, Boletín N° 12; Octubre 1993.

**Hamilton III, H. R.; Wheat, H. G.; Breen, J. E.; Frank, K. H. (2000)**, “*Corrosion testing of grout for posttensioning ducts and stay cables*”, Journal of Structural Engineering, pp. 163-170; February 2000.

**Hampejs, G. (1986)**, “*Stress Corrosion of prestressing steels*”, Betonwerk+Fertigteil-Technik, pp. 303-307; 1986.

**Hong., K.; Hooton, R.D. (1999)**; “*Effects of cyclic chloride exposure on penetration of concrete cover*”; Cement and Concrete Research, N° 29, pp. 1379-1386; 1999.

**Li, C. Q. (2003)**, “*Life-cycle modelling of corrosion-affected concrete structures: propagation*”, Journal of Structural Engineering ASCE, pp. 753-761.

**Llorca, J.; Sánchez-Gálvez, V. (1997)**, “*Numerical determination of influence of residual stresses on fatigue*”; Computational Plasticity, pp. 1123-1136; 1997.

**Manning, D.G. (1985)**; “*Detecting defects and deterioration in highway structures*”, NCHRP Synthesis of Highway Practice: 118, Transportation Research Board; National Research Council, Washington, D. C.; 1985.

**Márquez, X.; Vázquez, E.; Rovira, J. (2001)**, “*Estudio experimental de la evolución de las propiedades mecánicas de vigas de hormigón armado ante un ataque químico por cloruros: análisis químico*”. Tesina de especialidad ETSECCPB-UPC; 2001.

**Meck, E.; Sirivivatnanon, V. (2003)**, “*Field indicator of chloride penetration depth*”, Cement Concrete and Research 33, pp. 1113-1117; 2003.

**Moersch, J.; Wiegrink, Karl-Heinz; Schießl, P. (1990-1994)**, “*Influence of cracks in post tensioned concrete bridges upon the corrosion risk of prestressing steel*”, Spannbetonbau in der Bundesrepublik Deutschland, FIP, pp. 144-149; 1990-1994.

**Nakamura, Shun-ichi; Suzumura, Keita; Tarui Toshimi (2004)**, “*Mechanical properties and remaining strength of corroded bridges wires*”, Structural Engineering International, pp. 50-54; 2004.

**Nishimura, R.; Maed, Y. (2004)**, “*Estimation of parameter for predicting time of failure using three stress corrosion cracking methods – constant load, constant strain, and slow strain rate technique*”, Corrosion, Vol. 60, N° 7, pp. 650-688; July 2004.

**Norma Española UNE 36-464-86 (1986)**, “*Armaduras de hormigón pretensado: Ensayo de fragilización por hidrógeno; Método del tiocianato amónico*”, AENOR; 1986.

**Norma ISO 156630-3 (1991)**, “*Steel for the reinforcement and prestressing of concrete –test methods- Part 3: Prestressing steel*”, Draft International Standard ISO/DIS; 1991.

**Norma UNE 80213EX (1999)**, “*Método de ensayo de cementos. Determinación potenciométrica de cloruros*”, AENOR; Enero 1999.

**Norma UNE 80220 (1985)**, “*Métodos de ensayo de cementos. Análisis químico. Determinación de la humedad*”, AENOR; Abril 1985.

**Nürnberg, U. (2003)**; “*Influence of material and processing on stress corrosion cracking of prestressing steel-case studies*”; Technical Report N° 26, prepared by Task Group 9.5; FIB; 2003.

**Olivares, M. A. (2002)**, “*Estudio estadístico de los defectos en el alambre de pretensado y su relación con el ensayo FIP*”, Proyecto fin de carrera, Ciudad Real; 2002.

**Ollé, R.; Casas, J. R. (2002)**, “*Estudio experimental para el desarrollo de un sistema de monitorización de daños en estructuras de hormigón*”. Tesina de especialidad ETSECCPB-UPC; 2002.

**Otsuki, N.; Nagataki, S.; Nakashita K. (1992)**, “*Evaluation of AgNO<sub>3</sub> solution spray method for measurements of chloride penetration into hardened cementations matrix materials*”, ACI Mater J. 89, 587-592; 1992.

**Pavlakovic, B.; Lowe, M.; Cawley, P. (1998)**, “*Guided ultrasonic waves for the inspection of post-tensioned bridges*”, Review of Progress in Quantitative NDE, eds. D.O. Thompson and D.E. Chimenti, Plenum Press, New York, Vol. 17, pp. 1557-1564.

**Peifer, D.; Landgren, J.; Perenchio, W. (1986)**, “*Concrete, chlorides, cover and corrosion*”, PCI Journal, pp. 42-54; July-August 1986.

**Peluso Carbonell, M<sup>a</sup> J.; Garcés, P.; García, L. (2004);** “*Caracterización del comportamiento mecánico y frente a la corrosión de morteros de reparación del hormigón estructural*”; Tesis Doctoral, Universidad Politécnica de Valencia, 2004.

**Peris Mora, E.; Borrachero Rosado, M<sup>a</sup>.; Monzó Balbuena, J. M.; Payá Bernabeu, J. (1997);** “*Introducción a los problemas medioambientales. problemas y cuestiones*”; D. Ing. Construcción y Proy. Ing. Civil; (Universidad Politécnica de Valencia); ISBN: 84-7721-477-8, 1<sup>a</sup> ed. (05/1997)

**Phillips, E. (1975);** “*Survey of corrosion of prestressing concrete water-retaining structures*”; Australian Water Resources Council; Paper N° 9; 1975.

**Pinto, S.; Aparicio, A. C. (2001),** “*Estudio experimental de la evolución de las propiedades mecánicas de vigas de hormigón armado ante un ataque químico por sulfatos: análisis estructural*”, Tesina de especialidad ETSECCPB-UPC; 2001.

**Podolny, W., Jr. (1992),** “*Corrosion of Prestressing Steels and Its Mitigation,*” PCI Journal, V.37, No. 5, pp.34-55; September-October 1992.

**Poulsen, E. (1996),** “*Estimation of Chloride Ingress into Concrete and Prediction of Service Lifetime with Referent to Marine RC Structures*”, Durability of Concrete in Saline Environment; Almqvist & Wiksell Tryckeri, Uppsala 1996

**Sabater, B.; Aparicio, A. C.; Vázquez, E. (2003),** “*Estudio experimental de la evolución de las propiedades mecánicas de vigas de hormigón armado ante un ataque químico por cloruros: análisis estructural y análisis químico (Segundo año de ataque)*”. Tesina de especialidad ETSECCPB-UPC.

**Sabatés, S.; Aparicio, A. C. (2001),** “*Estudio experimental de la evolución de las propiedades mecánicas de vigas de hormigón armado ante un ataque químico por dióxido de carbono: análisis estructural*”, Tesina de especialidad ETSECCPB-UPC; 2001.

**Sánchez, M<sup>a</sup>; Vázquez, E. (2001)**, “*Estudio experimental de la evolución de las propiedades mecánicas de vigas de hormigón armado ante un ataque químico por dióxido de carbono: análisis químico*”, Tesina de especialidad ETSECCPB-UPC; 2001.

**Sason, A. S. (1992)**, “*Evaluation of degree of rusting on prestressed concrete strand*”, PCI Journal, pp. 25-30.

**Schießl, P.; Raupach, M. (1997)**, “*Laboratory studies and calculations on influence of cracks width on chloride-induced corrosion of steel concrete*”, ACI Materials Journal, pp. 56-62; January - February 1997.

**Snyder, K. A.; Ferraris, C.; Martys, N. S.; Garboczi, E.J. (2000)**, “*Using impedance spectroscopy to assess the viability of the rapid chloride test for determining concrete conductivity*”, Journal Research of the National Institute of Standard and Technology, Vol. 105, N° 4, pp. 497-509; August 2000.

**Spellman, D. I.; Stratfull, R. F. (1971)**; “*An electrical method for evaluating bridge deck coatings*”, Highway Research Record N° 357, Highway Research Board, National Research Council, Washington, D.C.; 1971.

**Suzuki, N.; Takamatsu, H.; Kawashima, S.; Sugii, K.; Iwasaki, M. (1988)**, “*Ultrasonic detection method for wire breakage*”, Kobelco Technology Review, No. 4, pp. 23-26; August 1988.

**Tabatabai, H. (1995)**, “*Self-monitoring surveillance system for prestressing tendons*”, NUREG/CR- 6420, U.S. Nuclear Regulatory Comisión, 62 pp.; December 1995.

**Thoft-Cristensen, P. (2001)**, “*What happens with reinforced concrete structures when the reinforcement corrodes?*”, Yamaguchi, Japan; 2001.

**Thoft-Cristensen, P. (2002)**, “*Deterioration of concrete structures*”, First International Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management, IABMAS2002, Barcelona; July 2002.

**Torres, A.; Madrid, M. M. (2001)**, “*Diseño de estructuras de concreto con criterios de durabilidad*”, Instituto Mexicano del Transporte (IMT), Publicación Técnica N° 181, Sanfandila, Qro.

**Tourney, P; Berke, N. (1993)**: “*Concrete Internacional*”; 1993.

**Travers, F. (1994)**, “*Acoustic monitoring of prestressed concrete pipe at the cold water river siphon*”, Report No. R-94-17, U.S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation, Denver, Colorado, pp. 30; December 1994.

**Tremper, B., Beaton, J. L.; Stratfull, R. F. (1985)**, “*Fundamental factors causing corrosion*”, Highway Research Board Bulletin 182, Highway Research Board, National Research Council, Washington, D. C.; 1985.

**Valiente, A. (2000)**, “*Tolerancia al daño de aceros de alta resistencia para armaduras activas*”. Anales de la Mecánica de la Fractura, Vol. 17, pp. 155-165; 2000.

**Valiente, A.; Elices, M. (1998)**, “*Premature failure of prestressed steel bars*”, Engineering Failure Analysis, Vol. 5, N° 3, pp. 219-227.

**Valls, T.; Aparicio, A. C. (2001)**, “*Estudio experimental de la evolución de las propiedades mecánicas de vigas de hormigón armado ante un ataque químico por cloruros: análisis estructural*”. Tesina de especialidad ETSECCPB-UPC, 2001.

**Vassie, P. R. (1978)**, “*Evaluation of techniques for investigating the corrosion of steel in concrete*”, Transport and Road Research Laboratory, SR 397, Great Britain; 1978.

**Wallbank, E. J. (1989)**, “*The performance of concrete bridges: a survey of 200 highway bridges HMSO*”, London, pp96; 1989.

**Werner, Klaus-Christian; Chen, Yaoxing; Odler, Ivan (2000)**, “*Investigations on stress corrosion of hardened cement pastes*”, Cement and Concrete Research, pp. 1443-1451; May 2000.



# **Anejo A**

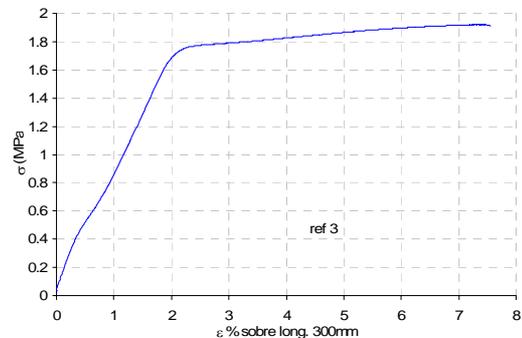
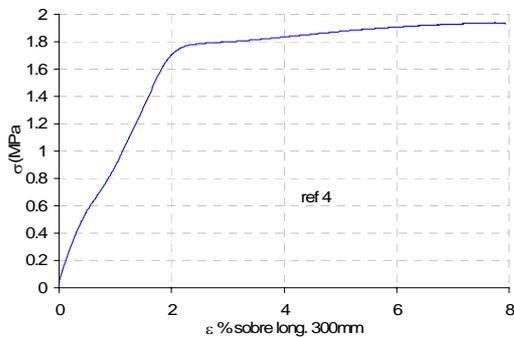
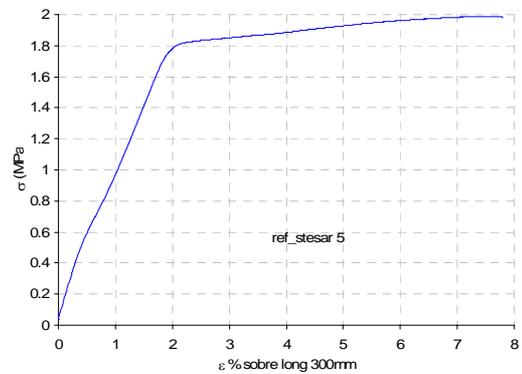
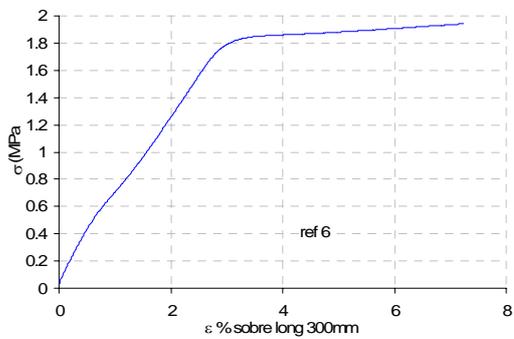
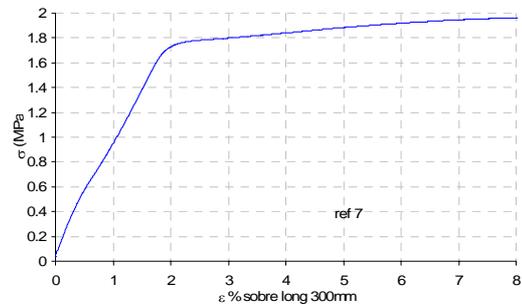
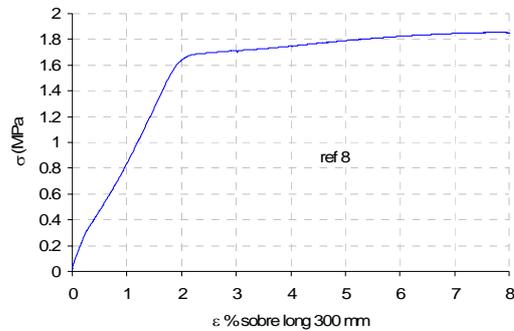
## **CURVAS TENSION-DEFORMACIÓN DE LOS ENSAYOS DE TRACCIÓN DE LOS ACEROS DE PRETENSAR**

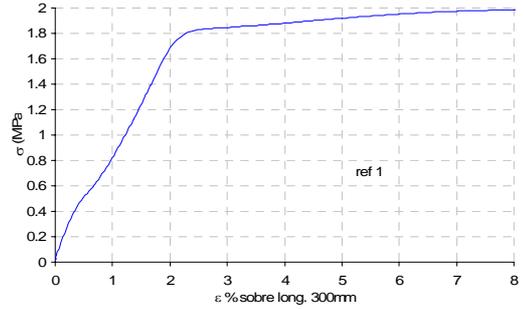
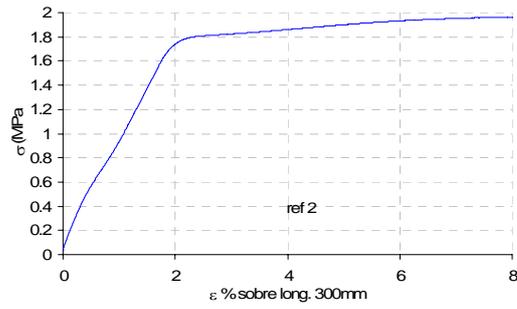
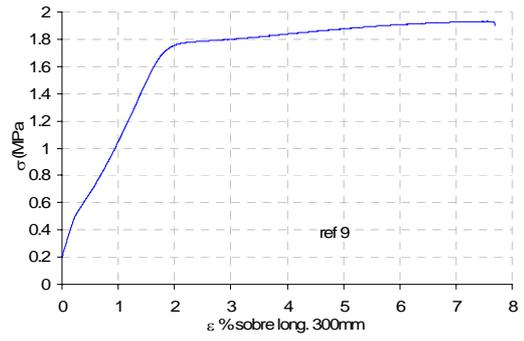
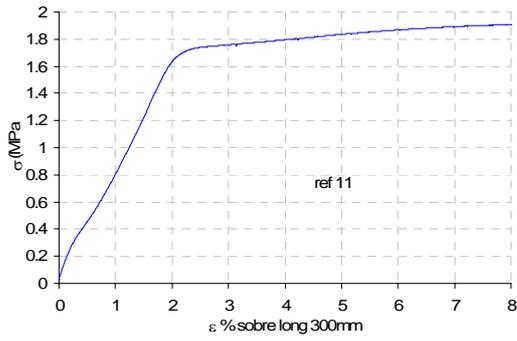
## A.1. RESULTADOS EXPERIMENTALES

Sobre los aceros atacados químicamente se realizaron ensayos de tracción hasta llevarlos a rotura, como se ha explicado ampliamente en el Capítulo 5.

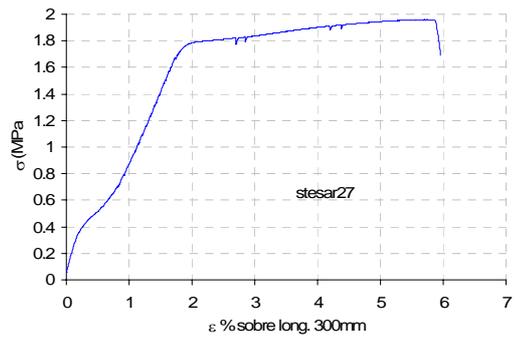
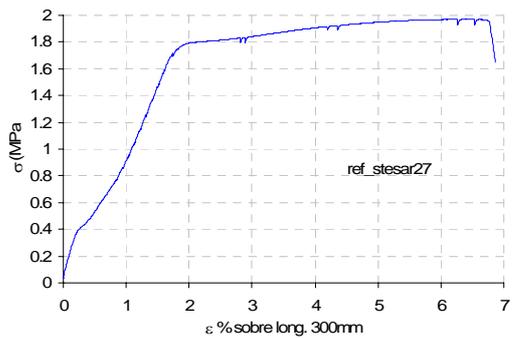
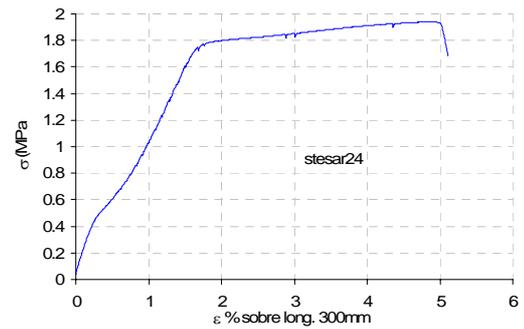
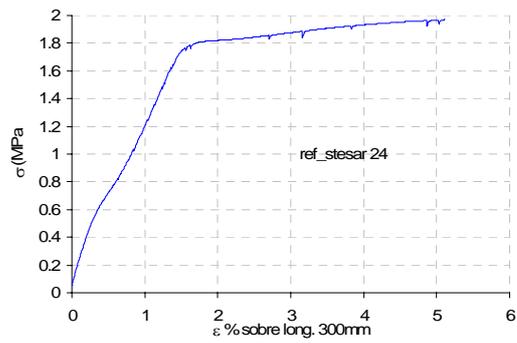
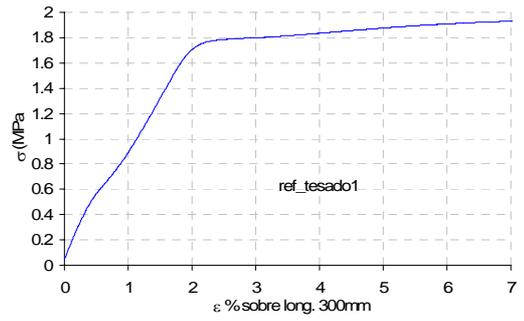
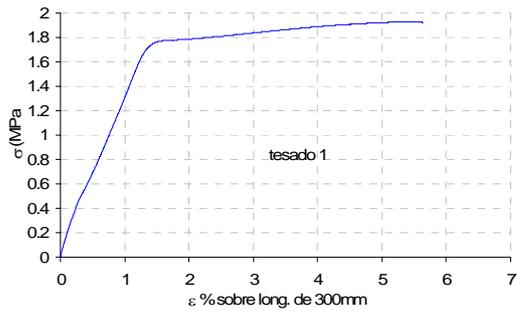
En el apartado 5.7.2 del Capítulo 5 se presentaron parte de los resultados obtenidos en estos ensayos, para evitar caer en una larga repetición de gráficos que harían muy tediosa la lectura del mismo. A continuación, se presentan todos los resultados obtenidos en cada uno de los ensayos realizados durante los 13 meses que duró la campaña experimental.

### *Sin Ataque-Referencia*

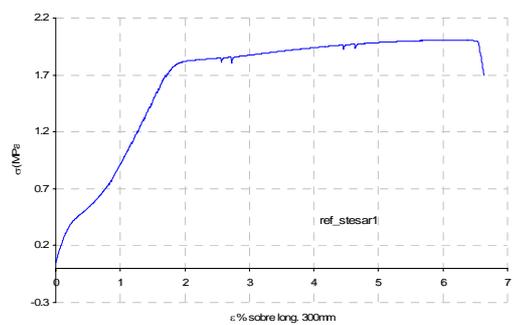
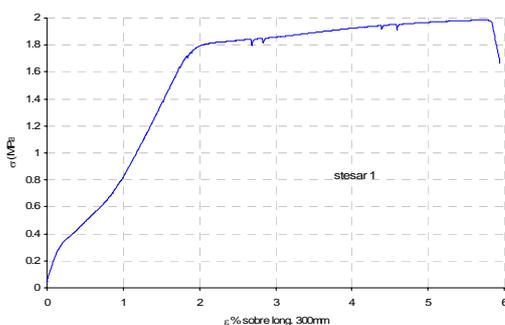
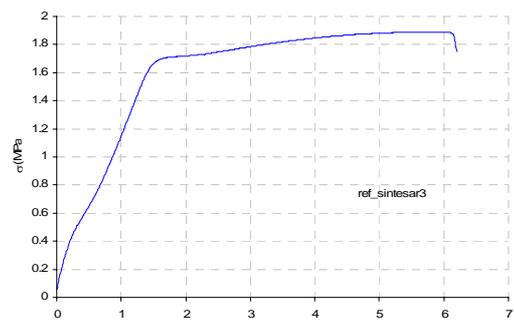
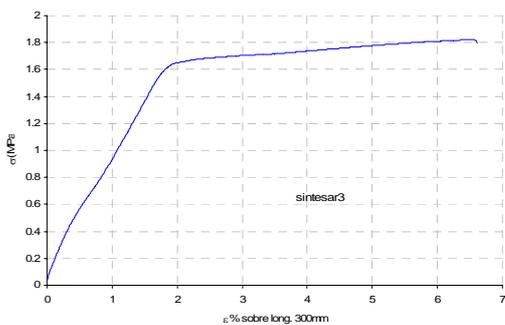
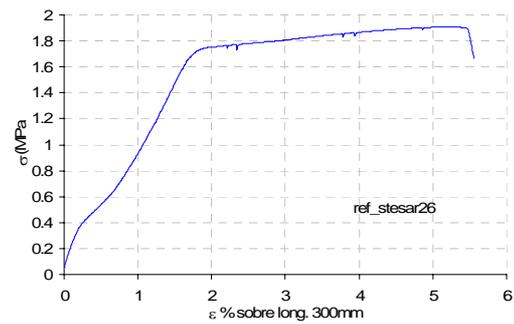
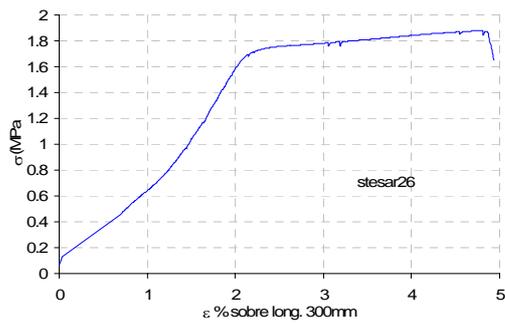
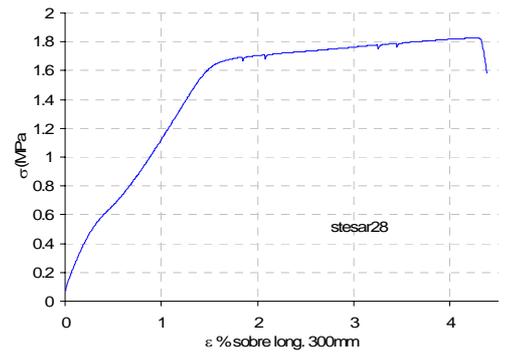
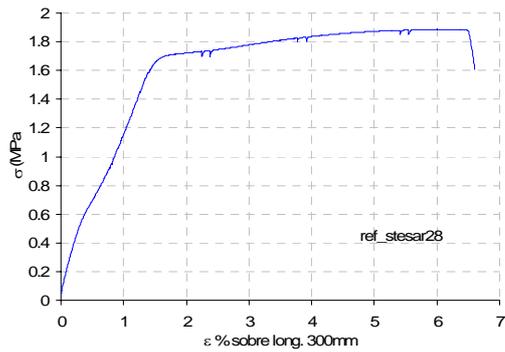
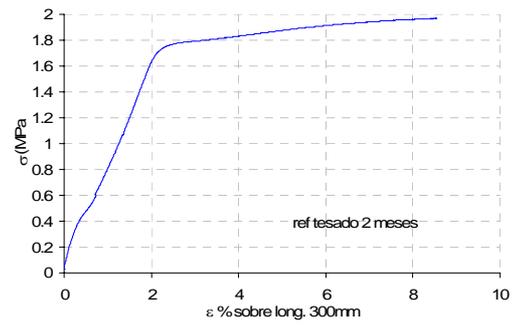
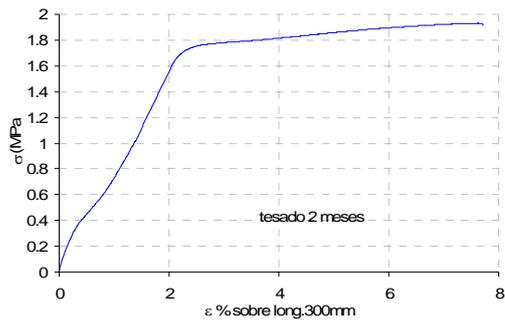




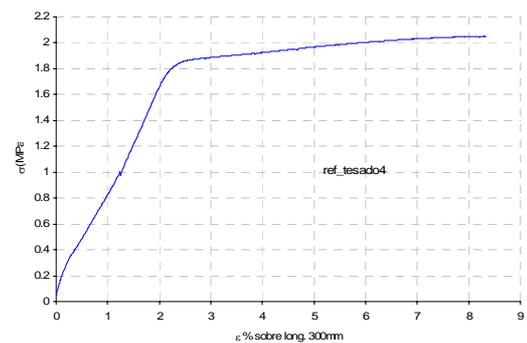
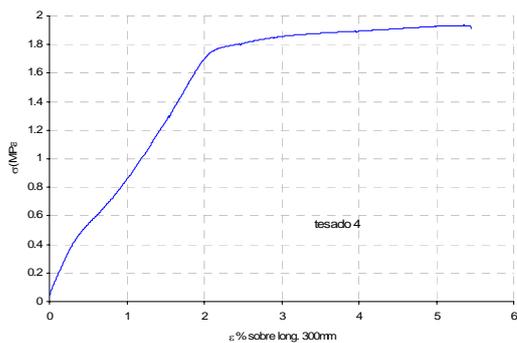
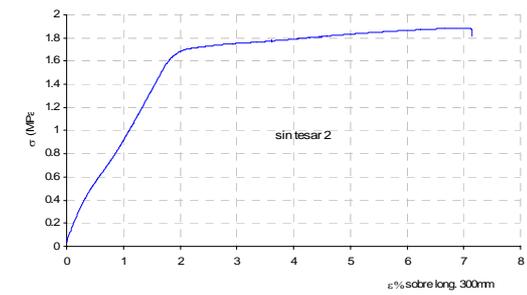
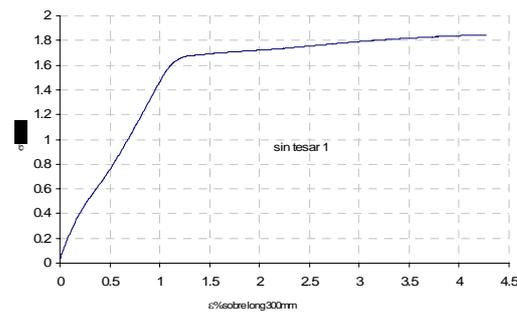
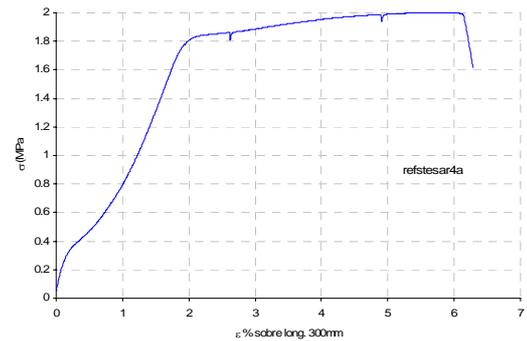
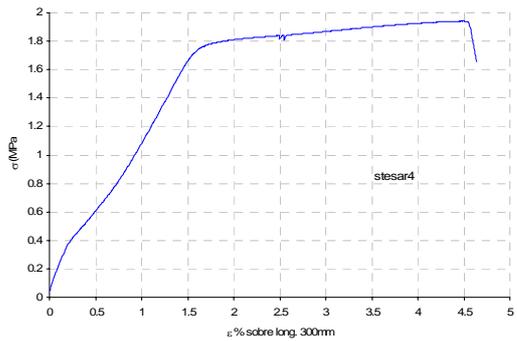
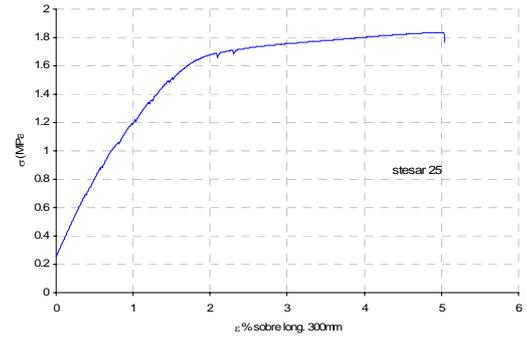
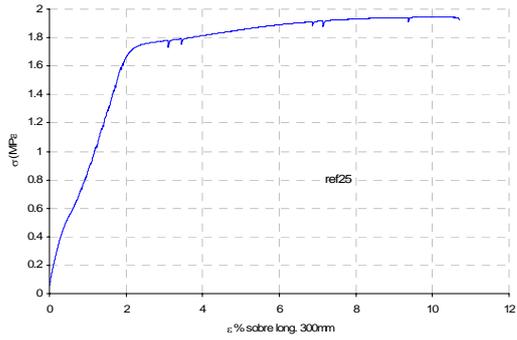
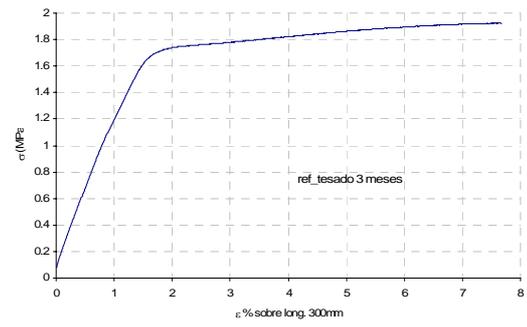
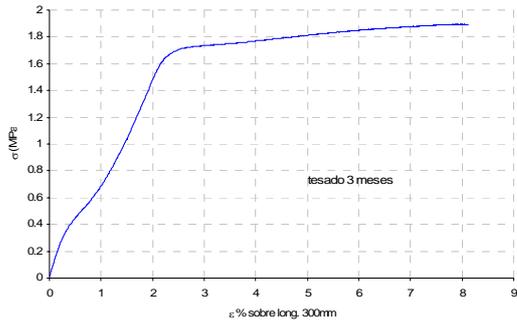
*Ataque químico de 1 mes*



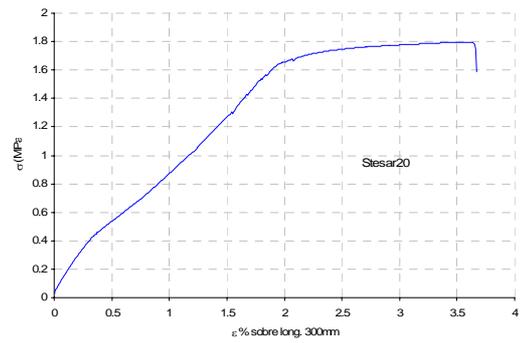
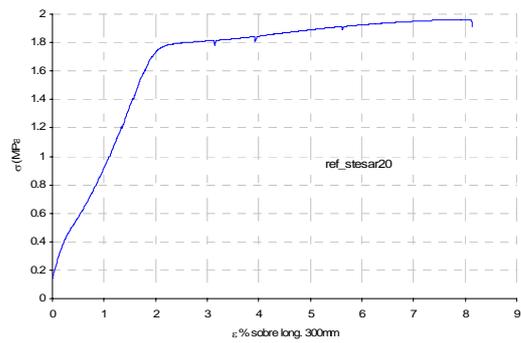
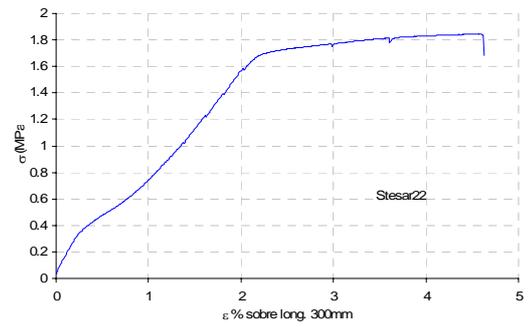
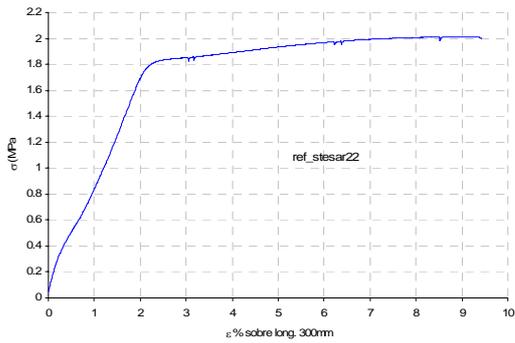
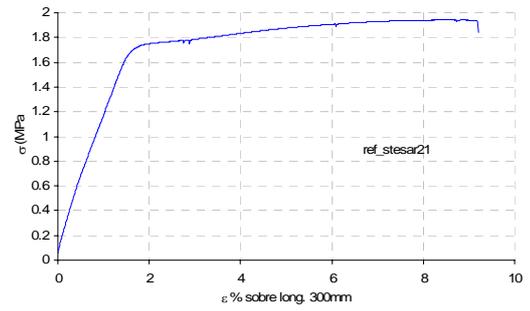
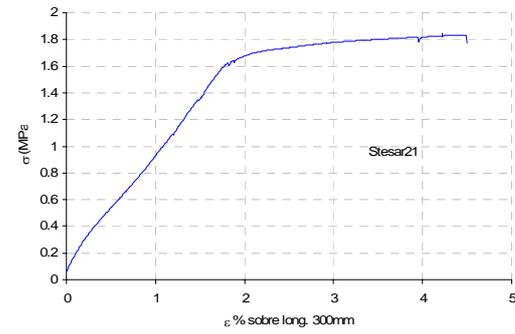
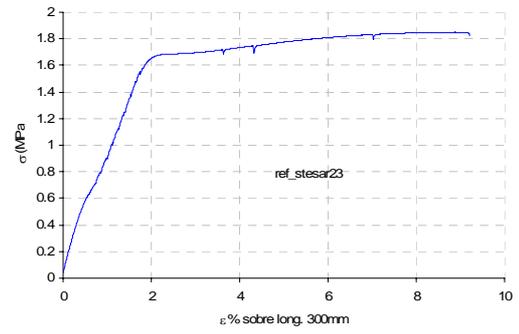
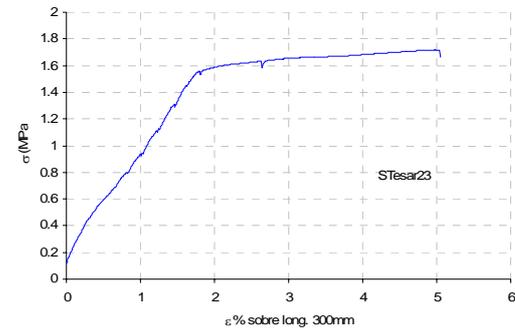
### Ataque químico de 2 meses



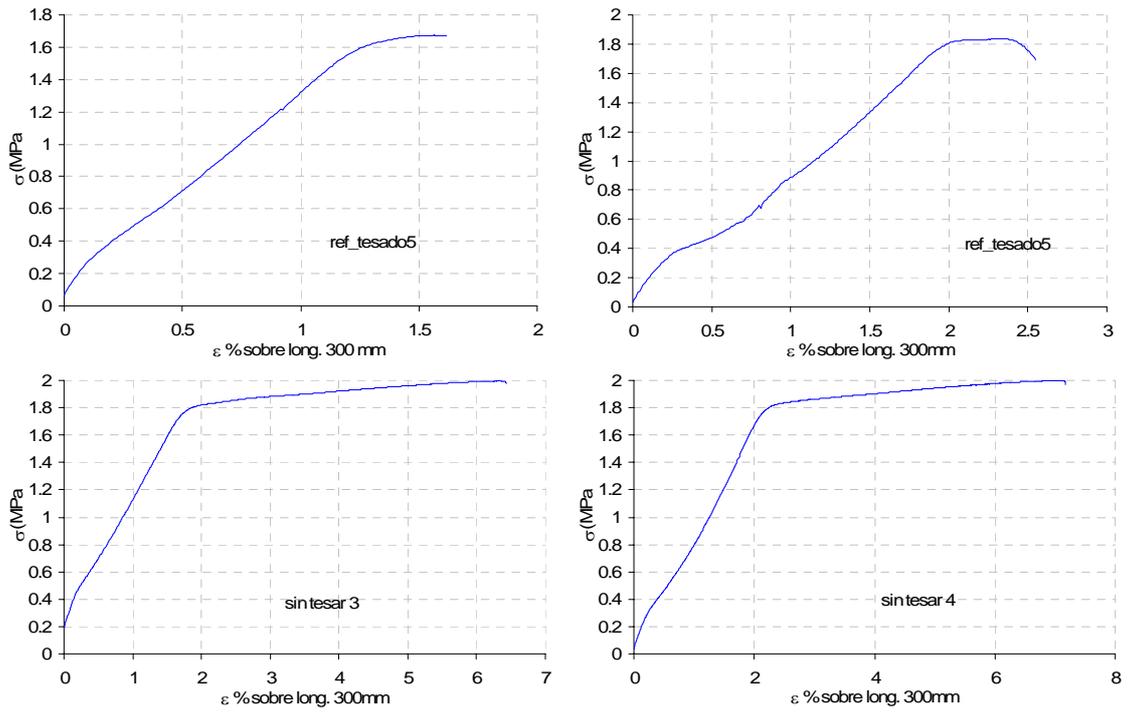
Ataque químico de 3 meses



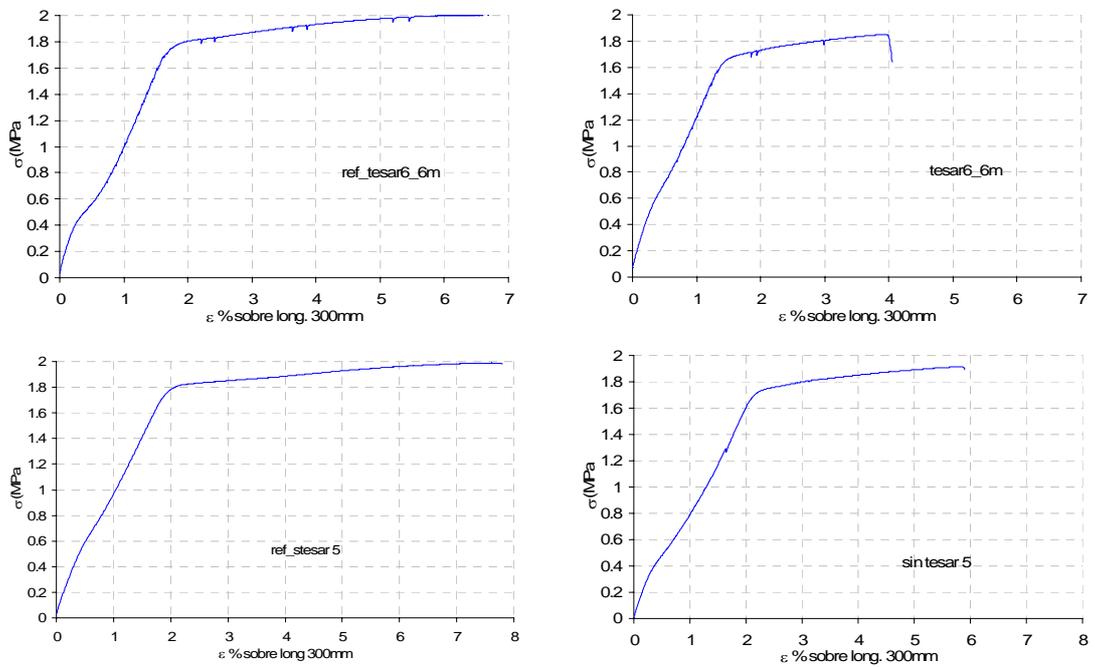
Ataque químico de 4 meses



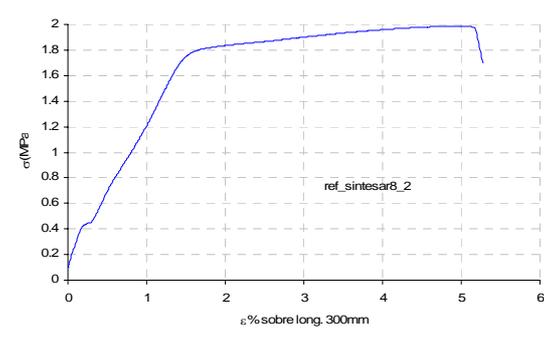
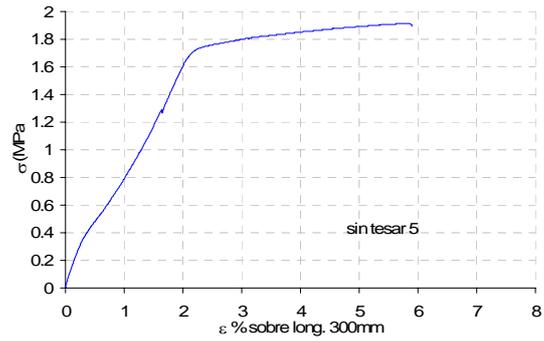
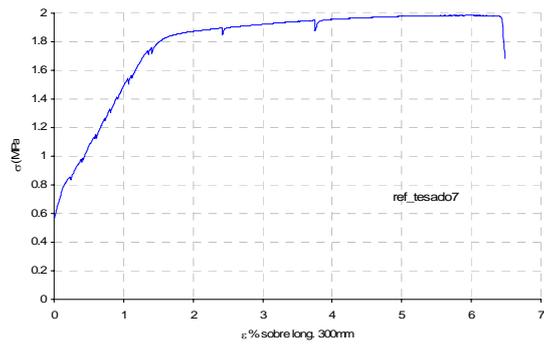
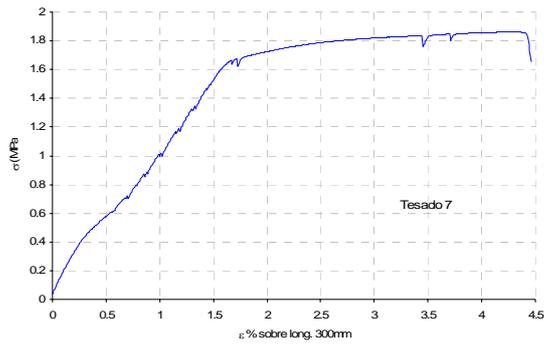
Ataque químico de 5 meses



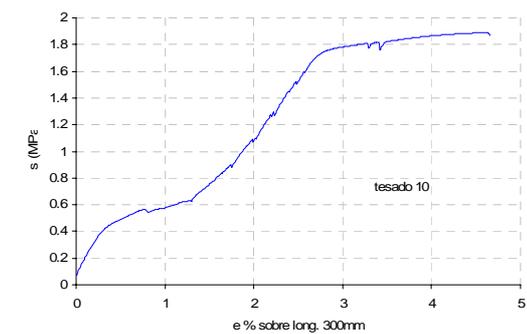
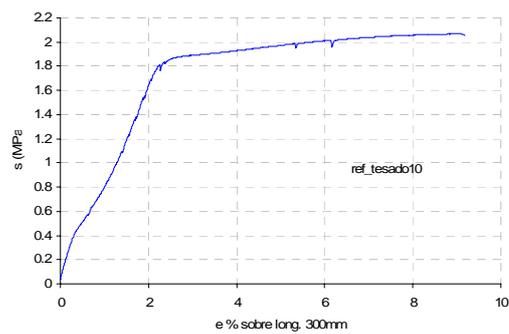
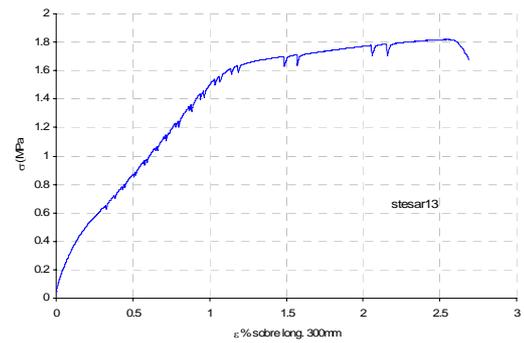
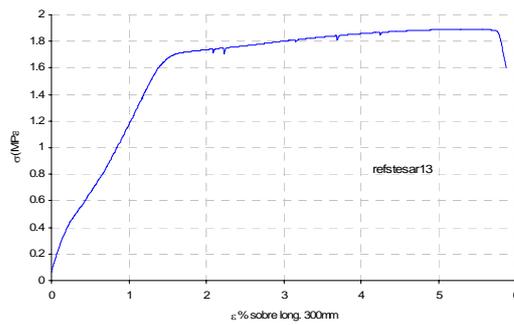
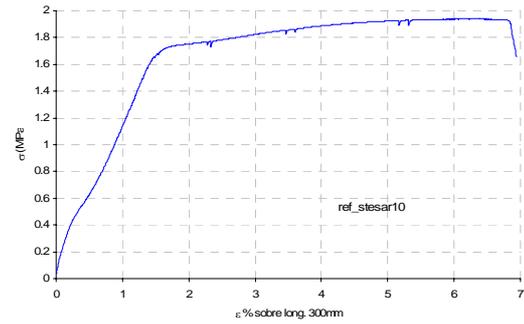
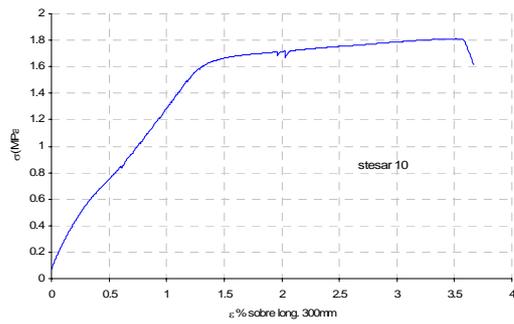
Ataque químico de 6 meses



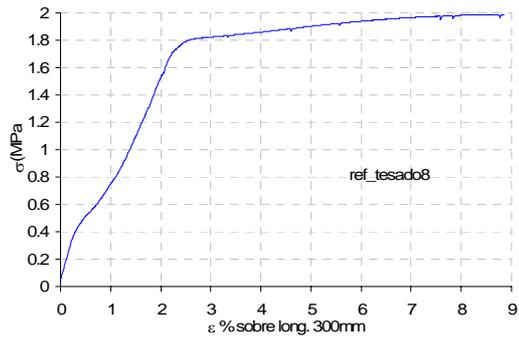
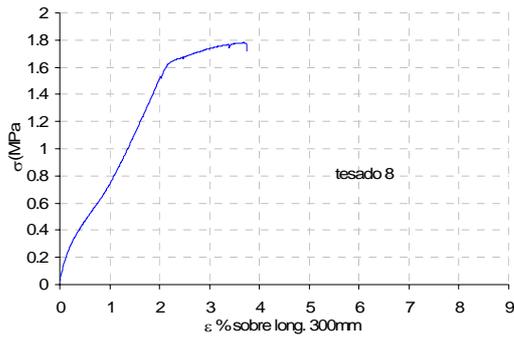
### Ataque químico de 7 meses



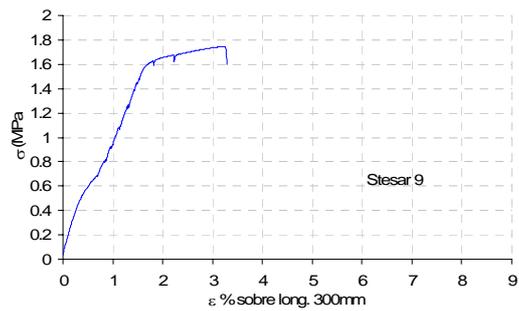
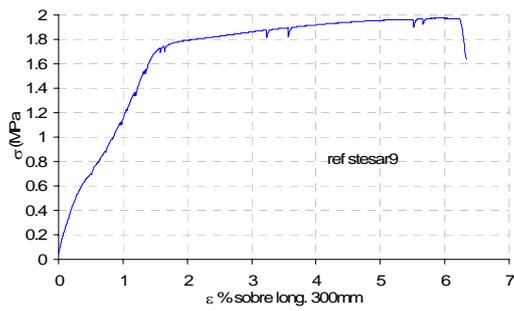
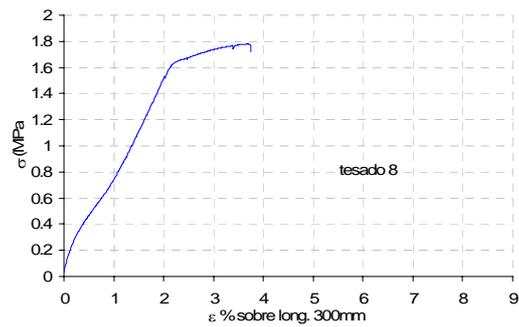
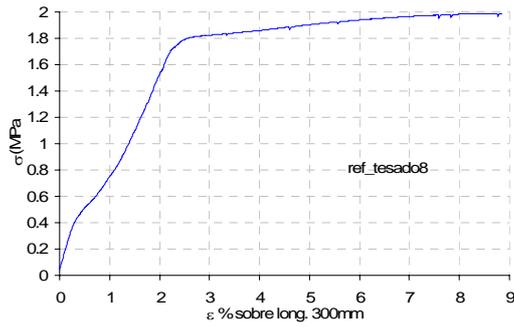
### Ataque químico de 8 meses



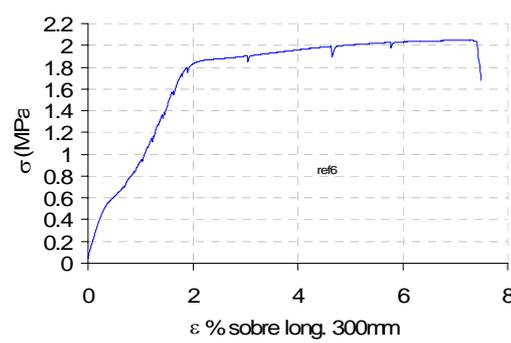
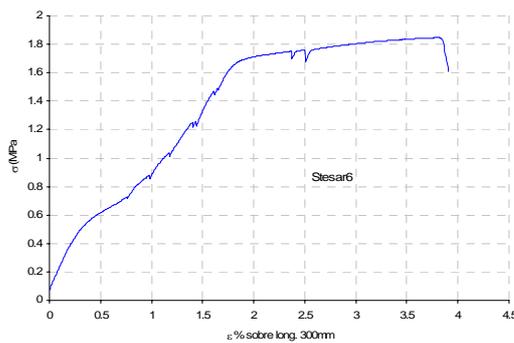
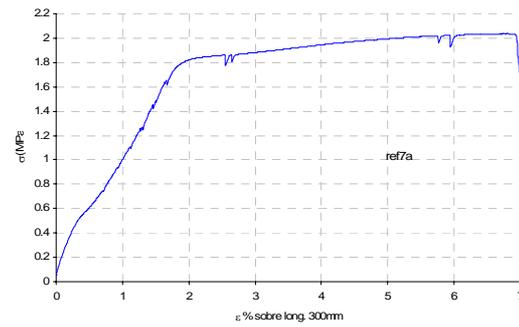
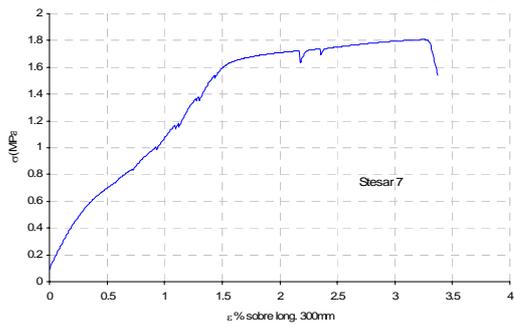
**Ataque químico de 9 meses**



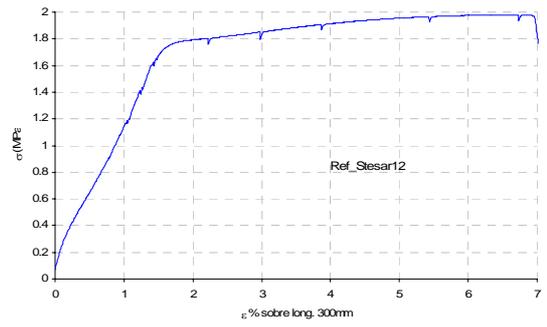
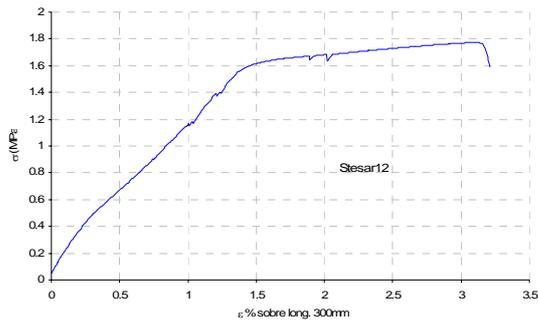
**Ataque químico de 10 meses**



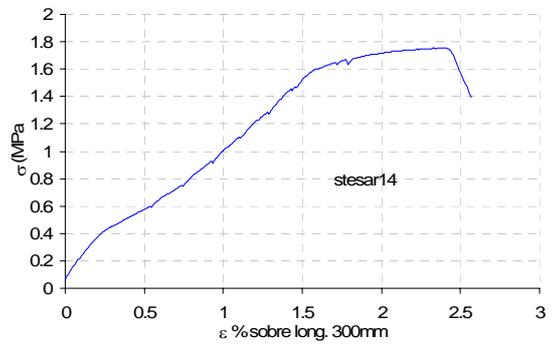
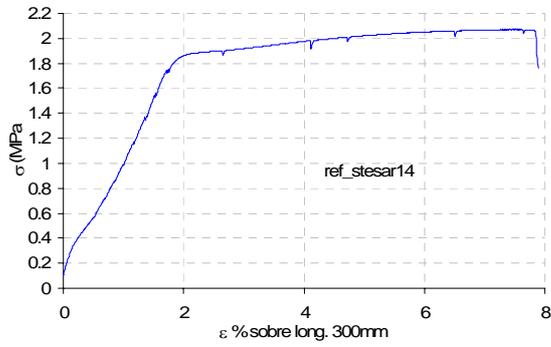
**Ataque químico de 11 meses**



*Ataque químico de 12 meses*



*Ataque químico de 13 meses*



# **Anejo B**

## **ESTUDIOS DE LA RESISTENCIA ELÉCTRICA COMO NDT**

## **B.1. INTRODUCCIÓN**

En el trabajo de tesis de Magíster en Ingeniería Estructural, de la autora de esta tesis, se comenzó con el desarrollo experimental de un posible método no destructivo (NDT), que pudiese servir para medir la reducción de sección de los aceros pretensados embebidos en el hormigón pretensado con vainas adherentes. El parámetro que se utilizó para esta propuesta era la resistencia óhmica del acero de pretensar, pensando en una extensión de los métodos que se aplican midiendo la resistividad del hormigón.

La base teórica era la ampliamente conocida Ley de Ohm:

$$R = \rho * \frac{l}{A}$$

Donde:

R: resistencia eléctrica

$\rho$ : resistividad eléctrica

A: área del cable

L: longitud del cable

## **B.2. METODOLOGÍA EMPLEADA EN ARGENTINA**

Se realizaron numerosos ensayos utilizando alambres de pretensar de  $\phi$  7mm y 6m de longitud a los cuales se iban desbastando mecánicamente y en forma gradual.

En cada desbaste se dejaba enfriar el alambre y se procedía a medir la resistencia óhmica con un Medidor de Puesta a Tierra, LEM NORMA GMBH, que era el instrumento más sensible con el que se contaba en la Universidad Nacional de Tucumán, Argentina, que es donde se desarrolló esta Maestría.

Se encontró que los valores de resistencia eléctrica de este tipo de aceros son muy pequeños, y uno de los problemas que se tuvo que solucionar fue con los conectores, debido a que los errores por contacto entre éstos y la barra eran del orden de la resistencia que se quería medir. También, en las uniones se tenía el problema de los efectos termogeneradores debidos a que la alimentación se realizaba con corriente continua.

Aún solucionando el problema de los conectores, se vio que este aparato no era suficientemente sensible para lecturas tan pequeñas.

El siguiente paso fue cambiar el aparato de medida y la forma de medición. Se optó por un sistema de adquisición de datos UCAM, que fue utilizado como un medidor de diferencias de potencial en la barra. En este caso se medían tensiones y no resistencias eléctricas (Figura B.1).

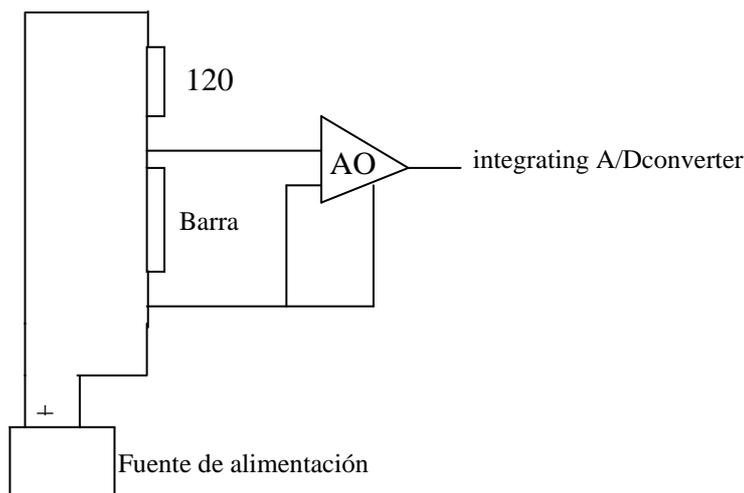


Figura B.1: Esquema de un medidor de diferencias de potencial

Con este método pudieron solucionarse parcialmente los problemas de contacto, pero seguían existiendo los problemas de temperatura en las conexiones y con la temperatura ambiente.

Se lograron tomar medidas y se podía intuir que el método era sensible a pequeñas reducciones de área de la sección de acero, pero faltaba seguir avanzando para lograr solucionar los problemas térmicos. En la figura B.2 se pueden ver los resultados obtenidos en las distintas fases en las que se desarrollaron estos ensayos.

Primero, se obtuvieron los valores teóricos de la resistencia eléctrica de un alambre de 6 m de longitud y un diámetro de 7 mm, se los compara con los resultados experimentales de un alambre de iguales características geométricas, que ha sufrido diversos desbastes mecánicos.

Posteriormente, se midió la resistencia en una viga postesada, en la cual se dejó a la vista los alambres de un tendón, y se iba desbastando cada alambre en una forma progresiva, y se iban tomando las lecturas de resistencia. Finalmente, se comparó ese

desbaste mecánico con un ataque químico de corrosión por cloruros, en una viga de iguales características que la anterior.

Todos estos resultados se pueden comparar en la figura B.2, los cuales eran bastante alentadores.

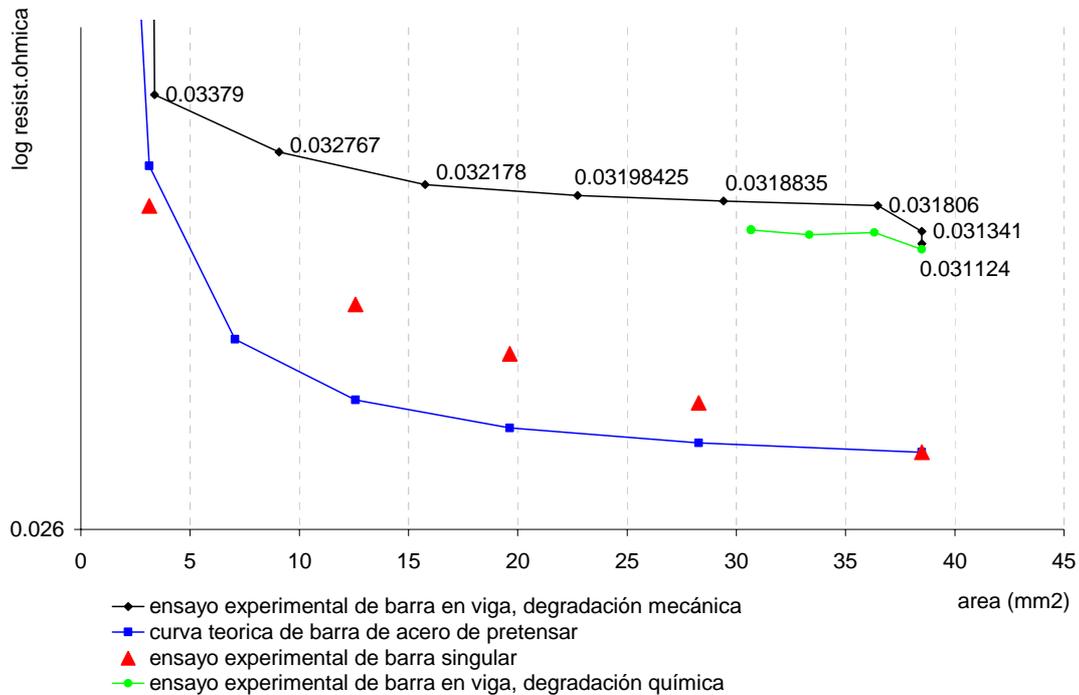


Figura B-2: Curvas resultantes de los ensayos en Argentina

Pero, aún continuaban las dudas respecto del efecto de la temperatura.

### B.3. METODOLOGÍA EMPLEADA EN BARCELONA

Los ensayos se continuaron en el Laboratorio de Estructuras de la Universidad Politécnica de Cataluña, aplicando varios cambios respecto de la forma de ensayar anteriormente.

Se continuó simulando mecánicamente el proceso de corrosión, realizando los desbastes de igual manera que se ha explicado en el Capítulo 4 de esta tesis, pero utilizando técnicas de medición eléctricas más complejas que en los casos anteriores.

Primero:

Excitación de la barra: se hacía mediante corriente alterna para evitar los problemas de solape de las fuerzas electromotrices inducidas por un efecto termogenerador en las

uniones cuando se utiliza una excitación en corriente continua. Dichas uniones se utilizan para conectar la probeta a los circuitos de medida a través de cables eléctricos. La salida de excitación estaba compuesta por un oscilador de onda cuadrada a 5 KHz. Este circuito al ser de baja potencia proporciona poca corriente de salida (100mA), por este motivo se amplificó a través de 2 transistores de potencia elevándola a 5 A. El objetivo de incrementar la potencia de salida de excitación es para obtener una mejor respuesta del acondicionador, debido a que en electrónica los diámetros utilizados comúnmente son ostensiblemente más pequeños que en el caso del alambre de acero, de esta forma se espera obtener una mayor sensibilidad en el sistema.

Segundo:

Acondicionar la señal: el objetivo era medir variaciones de resistencia pero, los equipos existentes en el mercado no dan suficiente resolución y son extremadamente caros. Con lo que se utilizó un acondicionador de señal compuesto por un divisor de tensión del tipo puente de Wheastone, en configuración de cuarto de puente, que convierte las variaciones de resistencia en variaciones de potencial eléctrico, que se pueden medir con equipos más usuales y evidentemente más baratos.

Esto se obtuvo segmentando la barra en 4 resistencias, de las cuales 3 eran fijas (no se hace ninguna actuación sobre ellas) y una cuarta que sería la resistencia activa (sobre la que se hacen las entallas).

Tercero:

Salida del acondicionador: primero fue demodulada debido a la excitación escogida. Para ello, se utilizó un demulador coherente con el cual se pasa la señal de salida a una tensión continua, con esto se corrigen las variaciones del equipo con una retroalimentación de la excitación y filtro paso bajo que elimina cualquier ruido de la señal en frecuencias superiores que no interesan.

Luego se magnifica con un amplificador de instrumentación con una ganancia de x3,9, para elevar la tensión de salida del acondicionador lo suficiente para un equipo de lectura convencional.

Cuarto:

Lectura: se realizaron con un sistema de adquisición de datos 34970A de la marca Agilent Technologies con una resolución máxima de medida de  $6^{1/2}$  dígitos. Este equipo

se conectó a un ordenador que registraba de manera continua las actuaciones que se hacían sobre la probeta.

Quinto:

Temperatura: para ver la influencia de ésta se la midió a tiempo real durante todo el ensayo, en la figura B-3, se observa claramente el comportamiento del alambre frente a los continuos desbastes mecánicos y la variación de su temperatura.

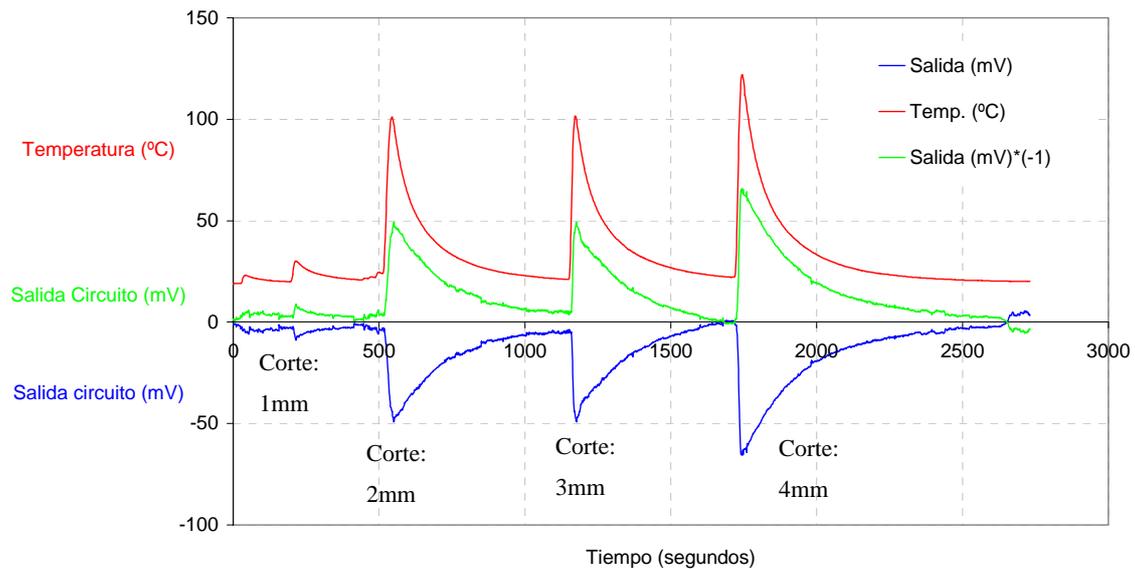


Figura B-3: Curvas resultantes de los ensayos en Barcelona

Vemos que aún la influencia de la temperatura ambiente sigue teniendo una gran influencia sobre el método propuesto, los saltos debidos a la reducción de la sección no son lo suficientemente significativos frente a los saltos térmicos.

### B.3.1. CONCLUSIONES

El circuito propuesto recoge las variaciones de sección realizadas en la probeta pero superpone las variaciones de temperatura producidas en la misma por las entallas realizadas, las cuales son de una magnitud superior que las debidas a la resistencia eléctrica propia de la barra. Esto se observó una vez analizado los datos y comparándolas con un termógrafo que también estaba conectado a la barra.

### **B.3.2. LÍNEA FUTURA DE INVESTIGACIÓN**

Este problema de temperatura podría ser anulado eléctricamente con una barra de sacrificio que estuviese sometida a las mismas condiciones de contorno que la barra que esté atacada químicamente.



# **Anejo C**

## **ESTIMACIÓN DEL INGRESO DE CLORUROS EN EL HORMIGÓN**

## C.1. ESTIMACIÓN DEL INGRESO DE CLORUROS EN EL HORMIGÓN

*Fuente: "Estimation of chloride ingress into concrete and prediction of service lifetime with reference to marine rc structure;*

**Ervin Poulsen,**

*Durability of Concrete in Saline Environment; Almqvist & Wiksell Tryckeri, Uppsala  
1996*

En los años 70`, Colleparidi publicó un método para calcular el ingreso de los cloruros en estructuras de hormigón por difusión (2º Ley de Fick):

$$\frac{\partial C}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left( D \frac{\partial C}{\partial x} \right) \quad (C.1)$$

### C.1.1. SOLUCIÓN DE LA FUNCIÓN ERROR

Una forma de solucionar esta función es aplicando valores constantes a los parámetros de difusión de cloruros, por ejemplo: independencia del tiempo t, constante de cloruros C, ubicación x, entonces la solución de la 2º Ley de Fick quedaría:

$$C(x,t) = C_i + (C_{sa} - C_i) \operatorname{erfc} \left( \frac{x}{\sqrt{4(t-t_{ex})D_o}} \right) \quad (C.2)$$

Donde:

$C_{(x,t)}$ : es la concentración de cloruros del hormigón a una distancia x desde la superficie expuesta en un tiempo t.

$C_i$ : es el contenido inicial de cloruros en el hormigón

$C_{sa}$ : es el contenido (constante) de cloruros en la superficie del hormigón.

x: es la distancia desde el ingreso de los cloruros hasta la superficie expuesta

t: es el tiempo (años) medido desde su puesta en servicio

$t_{ex}$ : es el tiempo de su primera exposición al ataque de cloruros

$D_0$ : es el coeficiente de difusión de cloruros (constante)

$\text{erfc}(z)$ : es la función error complementaria

### C.1.2. SOLUCIÓN DE $\psi$ POR MEJLBRO

La solución de la función error (C.2) tiene la desventaja que sólo se puede aplicar en las condiciones donde la constante de difusión  $C_{sa}$  y  $D_0$  permanecen constantes. En 1988, Takewaka demostró que en realidad el coeficiente de difusión es una función del tiempo (tiempo de exposición), o sea  $D_a = D_a(t)$ .

Más adelante, en 1990 Uji demostró que la concentración superficial de cloruros es una función del tiempo (período de exposición), o sea  $C_a = C_a(t)$

Esto quiere decir que la solución (C.2) no es válida si se tiene en cuenta esta información.

*Solución general:* Leif Mejlbro resolvió la 2ª Ley de Fick (C.1), considerando que  $D = D(t)$  es depende del tiempo, y que  $C_{sa} = C_{sa}(t)$ , perteneciendo a una familia de funciones como:

$$C_{sa} = C_i + S[(t - t_{ex})D_a]^p \quad (C.3)$$

donde  $S$  es una constante, que depende del medio ambiente y del tipo de cemento, y el coeficiente de difusión de cloruros obtenido es  $D_a = D_a(t)$ , cumpliendo la siguiente relación:

$$D_a = \frac{1}{t - t_{ex}} \int_{t_{ex}}^t D(u) du \quad (C.4)$$

El campo de aplicación de la solución de  $\psi$  por Mejlbro:

$$C(x, t) = C_i + S[(t - t_{ex})D_a]^p \psi_p(z) \quad (C.5)$$

donde  $z$  está dado por:

$$z = \frac{x}{\sqrt{4(t - t_{ex})D_a}} \quad (C.6)$$

Las funciones  $\psi_p(z)$  han sido tabuladas por Mejlbro, para  $p = 0$  se ve que  $C_{sa}$  permanece constante, y en este caso  $\psi_0(z) = \text{erfc}(z)$ .

$D_a(t)$  como función potencial del tiempo: este es un caso muy especial e importante que genera mucho interés cuando el coeficiente de difusión de cloruros alcanzado es una función potencial del tiempo,  $D_a = D_a(t)$ :

$$D_a = D_{aex} \left( \frac{t}{t_{ex}} \right)^\alpha \quad (C.7)$$

Aquí  $\alpha$  es un exponente que de acuerdo con Maage, depende tanto del medio ambiente como de la relación agua/cemento del hormigón. Si el parámetro  $\alpha$  no se puede medir con éstos, se puede estimar en el intervalo  $0.25 \leq w/c \leq 0.45$  con la ecuación 8, siempre que la zona de salpicadura de  $\alpha$  siga la siguiente relación:

$$\alpha = 3 \times (0.55 - w/c) \quad (C.8)$$

Sin embargo, hay una gran necesidad de tener más información de  $\alpha$ :

En la ecuación (C.7), el parámetro  $D_{aex}$  da el valor del coeficiente de difusión de cloruros en el tiempo  $t = t_{ex}$ , y si este parámetro no está definido por el ensayo NT Build443, se puede calcular con la siguiente relación:

$$D_{aex} = 50000 \times \exp\left(-\sqrt{\frac{10}{w/c}}\right) \quad (C.9)$$

Esta ecuación es válida para hormigones con cemento Pórtland resistentes a los sulfatos y bajos en álcalis, en un intervalo  $0.3 \leq w/c \leq 0.7$ .

En el caso especial donde el coeficiente de difusión obtenido  $D_a = D_a(t)$  sigue la ecuación 7, y la concentración en la superficie de cloruros  $C(0,t) = C_{sa}(t)$  obedece a la ecuación 3, entonces se introducen las siguiente variables adimensionales:

$$S_p = S \times (t_{ex} D_{aex})^p \quad (C.10)$$

$$\tau = \left( \frac{t}{t_{ex}} \right)^{1-\alpha} - \left( \frac{t_{ex}}{t} \right)^{\alpha} \quad (C.11)$$

$$z = \frac{0.5x}{\sqrt{t_{ex} D_{aex} \tau}} \quad (C.12)$$

Así, la concentración de cloruros en la superficie se puede escribir de la siguiente forma:

$$C_{sa} = C_i + S_p \times \tau^p \quad (C.13)$$

De esta forma la ecuación de la solución de  $\psi$  por Mejlbro toma la siguiente forma:

$$C(x,t) = C_i + (C_{sa} - C_i) \times \psi_{p(z)} \quad (C.14)$$

### C.1.3. SOLUCIÓN DE $\Lambda$ DE MEJLBRO

Con los valores del coeficiente de difusión de cloruros obtenidos  $D_a(t)$  según la ecuación (C.7) y del valor de concentración de los cloruros en superficie  $C_{sa}(t)$  obtenidos con la ecuación (C.3), se puede escribir la solución de  $\psi$  por Mejlbro como:

$$C(x,t) = C_i + S \times (0.5x)^{2p} \times \Lambda_{p(z)} \quad (C.19)$$

donde  $z$  se define con la ecuación (C.12) y  $\tau$  por la ecuación (C.11). Las funciones  $\Lambda_p(z)$  se definen como:

$$\Lambda_{p(z)} = \frac{\psi_{p(z)}}{z^{2p}} \quad (C.20)$$

y ha sido tabulado por Mejlbro. Especialmente para  $p = 0$ , quedando:

$$\Lambda_{o(z)} = \psi_{o(z)} = \text{erfc}(z) \quad (C.21)$$

Las tablas de  $\Lambda_{p(z)}$  y  $\Psi_{p(z)}$  se adjuntan al final del desarrollo matemático realizado para obtener la solución de la 2ª Ley de Fick.

#### C.1.4. CÁLCULO DE LA VIDA ÚTIL EN SERVICIO

Cuando la concentración en la superficie  $C_{sa}$  y el coeficiente de difusión  $D_a$  son dependientes del tiempo y pueden ser calculados a partir de las ecuaciones (C.3 y C.7) respectivamente, entonces se puede calcular la vida útil, ya definida como el inicio del período crítico  $t_{cr}$ , con la siguiente ecuación:

$$C_{cr} = C_i + S \times (0.5c)^{2p} \times \Lambda_{p(z_{cr})} \quad (C.22)$$

Aquí,  $C_{cr}$  es la concentración crítica de cloruros o el valor umbral de la concentración de cloruros del hormigón con respecto de la armadura, y  $c$  es la capa de recubrimiento hasta el acero. La variable  $z_{cr}$  se define con la siguiente relación:

$$z_{cr} = \frac{0.5c}{\sqrt{t_{ex} D_{aex} \tau}} \quad (C.23)$$

donde  $\tau_{cr}$  se obtiene como:

$$\tau_{cr} = \left( \frac{t_{cr}}{t_{ex}} \right)^{1-\alpha} - \left( \frac{t_{ex}}{t_{cr}} \right)^{\alpha} \cong \left( \frac{t_{cr}}{t_{ex}} \right)^{1-\alpha} \quad (C.24)$$

La aproximación muestra que esto es válido cuando  $t_{cr} \gg t_{ex}$ , que en realidad es el caso normal. La solución de la ecuación (C.22) con respecto a  $z_{cr}$  sería considerando:

$$z_{cr} = \text{inv}\Lambda_{p(y_{cr})} \quad (C.25)$$

donde  $\text{inv}\Lambda_p$  es la función inversa de  $\Lambda_p$ , entonces:

$$y_{cr} = \frac{C_{cr} - C_i}{S \times (0.5c)^{2p}} \quad (C.26)$$

Se incorpora la ecuación (C.23) en la (C.24) y en la (C.25) y resolviendo estas con respecto a  $t_{cr}$ , obtenemos la ecuación del tiempo de vida útil:

$$t_{cr} = t_{ex} \times \left( \frac{0.5c}{\sqrt{t_{ex} D_{aex}} \times \text{inv}\Lambda_{p(y_{cr})}} \right)^{\frac{2}{1-\alpha}} \quad (C.27)$$

A continuación se adjuntan las tablas de  $\Lambda_{p(z)}$  y  $\Psi_{p(z)}$ :

z	$\Psi_{-0.50}$	$\Psi_{-0.45}$	$\Psi_{-0.40}$	$\Psi_{-0.35}$	$\Psi_{-0.30}$	$\Psi_{-0.25}$	$\Psi_{-0.20}$	$\Psi_{-0.15}$
0.05	.99750	.98947	.98237	.97602	.97026	.96499	.96013	.95561
0.10	.99005	.97455	.96092	.94876	.93778	.92776	.91854	.91000
0.15	.97775	.95542	.93586	.91847	.90282	.88859	.87555	.86350
0.20	.96079	.93231	.90746	.88544	.86569	.84780	.83145	.81640
0.25	.93941	.90552	.87603	.85000	.82673	.80572	.78659	.76902
0.30	.91393	.87536	.84192	.81250	.78629	.76269	.74127	.72168
0.35	.88471	.84222	.80551	.77331	.74471	.71906	.69584	.67467
0.40	.85214	.80650	.76718	.73281	.70238	.67516	.65061	.62828
0.45	.81669	.76862	.72735	.69138	.65964	.63133	.60587	.58278
0.50	.77880	.72904	.68644	.64942	.61685	.58789	.56192	.53844
0.55	.73897	.68819	.64484	.60728	.57434	.54513	.51901	.49546
0.60	.69768	.64651	.60296	.56534	.53243	.50334	.47739	.45407
0.65	.65541	.60444	.56118	.52391	.49141	.46276	.43727	.41442
0.70	.61263	.56238	.51986	.48332	.45154	.42361	.39882	.37667
0.75	.56978	.52073	.47932	.44384	.41307	.38608	.36221	.34092
0.80	.52729	.47983	.43987	.40572	.37618	.35034	.32754	.30726
0.85	.48554	.44000	.40176	.36916	.34104	.31650	.29491	.27575
0.90	.44486	.40152	.36521	.33435	.30778	.28466	.26437	.24640
0.95	.40555	.36462	.33042	.30141	.27650	.25488	.23595	.21923
1.00	.36788	.32950	.29751	.27045	.24727	.22720	.20966	.19421
1.05	.33204	.29632	.26661	.24154	.22011	.20160	.18547	.17129
1.10	.29820	.26517	.23777	.21470	.19503	.17808	.16333	.15041
1.15	.26647	.23614	.21104	.18995	.17201	.15658	.14320	.13149
1.20	.23693	.20926	.18641	.16726	.15100	.13705	.12498	.11444
1.25	.20961	.18453	.16387	.14658	.13194	.11941	.10858	.09915
1.30	.18452	.16193	.14336	.12785	.11475	.10356	.09391	.08552
1.35	.16162	.14140	.12481	.11098	.09933	.08939	.08085	.07343
1.40	.14086	.12287	.10813	.09588	.08558	.07681	.06928	.06277
1.45	.12215	.10624	.09323	.08244	.07338	.06569	.05910	.05341
1.50	.10540	.09141	.07999	.07055	.06263	.05592	.05018	.04524
1.55	.09049	.07826	.06830	.06008	.05319	.04738	.04241	.03814
1.60	.07730	.06667	.05804	.05092	.04497	.03995	.03568	.03201
1.65	.06571	.05652	.04908	.04294	.03783	.03353	.02987	.02674
1.70	.05558	.04768	.04130	.03605	.03168	.02801	.02490	.02223
1.75	.04677	.04003	.03458	.03011	.02640	.02329	.02065	.01840
1.80	.03916	.03343	.02881	.02503	.02190	.01927	.01705	.01516
1.85	.03263	.02779	.02389	.02071	.01807	.01587	.01401	.01243
1.90	.02705	.02298	.01971	.01705	.01485	.01301	.01146	.01014
1.95	.02231	.01892	.01619	.01397	.01214	.01061	.00933	.00824
2.00	.01832	.01549	.01323	.01139	.00987	.00861	.00756	.00666

Table 2:  $\Psi_p(z)$  for  $-0.50 \leq p \leq -0.15$ .

$z$	$\Psi_{-0.10}$	$\Psi_{-0.05}$	$\Psi_{0.00}$	$\Psi_{0.05}$	$\Psi_{0.10}$	$\Psi_{0.15}$	$\Psi_{0.20}$	$\Psi_{0.25}$
0.05	.95137	.94739	.94364	.94006	.93666	.93341	.93030	.92731
0.10	.90204	.89457	.88754	.88088	.87457	.86855	.86280	.85730
0.15	.85230	.84183	.83200	.82273	.81396	.80563	.79769	.79011
0.20	.80245	.78946	.77730	.76586	.75507	.74484	.73513	.72589
0.25	.75280	.73774	.72364	.71049	.69808	.68637	.67527	.66473
0.30	.70363	.68692	.67137	.65684	.64320	.63035	.61821	.60672
0.35	.65523	.63728	.62062	.60509	.59056	.57692	.56406	.55191
0.40	.60784	.58902	.57161	.55542	.54032	.52617	.51288	.50035
0.45	.56171	.54237	.52452	.50797	.49257	.47819	.46471	.45203
0.50	.51707	.49750	.47950	.46286	.44741	.43302	.41956	.40695
0.55	.47409	.45458	.43668	.42017	.40488	.39068	.37743	.36505
0.60	.43296	.41374	.39614	.37997	.36503	.35118	.33830	.32628
0.65	.39380	.37507	.35797	.34229	.32784	.31449	.30209	.29056
0.70	.35672	.33865	.32220	.30715	.29332	.28056	.26875	.25779
0.75	.32180	.30452	.28884	.27453	.26141	.24933	.23818	.22785
0.80	.28910	.27273	.25790	.24440	.23205	.22072	.21028	.20063
0.85	.25863	.24324	.22933	.21670	.20518	.19462	.18492	.17598
0.90	.23039	.21604	.20309	.19136	.18069	.17093	.16199	.15376
0.95	.20437	.19107	.17911	.16830	.15848	.14953	.14134	.13382
1.00	.18051	.16828	.15730	.14740	.13843	.13027	.12282	.11600
1.05	.15874	.14757	.13756	.12856	.12042	.11303	.10630	.10015
1.10	.13900	.12885	.11980	.11166	.10432	.09768	.09163	.08612
1.15	.12117	.11203	.10388	.09657	.09000	.08406	.07867	.07376
1.20	.10517	.09698	.08969	.08317	.07731	.07203	.06725	.06291
1.25	.09088	.08358	.07710	.07132	.06614	.06147	.05726	.05344
1.30	.07818	.07172	.06599	.06089	.05633	.05224	.04854	.04520
1.35	.06696	.06127	.05624	.05177	.04778	.04420	.04098	.03808
1.40	.05709	.05211	.04772	.04382	.04035	.03724	.03445	.03194
1.45	.04846	.04412	.04031	.03693	.03392	.03124	.02884	.02668
1.50	.04094	.03719	.03390	.03098	.02840	.02610	.02404	.02219
1.55	.03444	.03121	.02838	.02588	.02367	.02171	.01995	.01838
1.60	.02883	.02607	.02365	.02152	.01964	.01797	.01648	.01515
1.65	.02403	.02168	.01962	.01782	.01623	.01482	.01356	.01244
1.70	.01994	.01795	.01621	.01469	.01335	.01216	.01111	.01017
1.75	.01646	.01479	.01333	.01205	.01093	.00994	.00906	.00828
1.80	.01353	.01213	.01091	.00984	.00891	.00808	.00736	.00671
1.85	.01107	.00990	.00889	.00800	.00723	.00655	.00595	.00541
1.90	.00902	.00805	.00721	.00648	.00584	.00528	.00478	.00435
1.95	.00731	.00651	.00582	.00522	.00470	.00424	.00383	.00348
2.00	.00590	.00524	.00468	.00419	.00376	.00339	.00306	.00277

Table 3:  $\Psi_p(z)$  for  $-0.10 \leq p \leq 0.25$ .

z	$\Psi_{0.30}$	$\Psi_{0.35}$	$\Psi_{0.40}$	$\Psi_{0.45}$	$\Psi_{0.50}$	$\Psi_{0.55}$	$\Psi_{0.60}$	$\Psi_{0.65}$
0.05	.92444	.92166	.91898	.91639	.91388	.91144	.90906	.90675
0.10	.85202	.84694	.84204	.83731	.83274	.82831	.82402	.81985
0.15	.78286	.77590	.76921	.76276	.75655	.75054	.74474	.73911
0.20	.71706	.70861	.70051	.69273	.68524	.67803	.67107	.66434
0.25	.65469	.64511	.63595	.62717	.61874	.61064	.60284	.59532
0.30	.59580	.58541	.57549	.56601	.55694	.54823	.53987	.53183
0.35	.54041	.52948	.51908	.50917	.49970	.49064	.48195	.47362
0.40	.48851	.47730	.46666	.45653	.44688	.43767	.42887	.42043
0.45	.44009	.42880	.41811	.40797	.39833	.38914	.38038	.37201
0.50	.39508	.38390	.37334	.36334	.35385	.34484	.33626	.32808
0.55	.35343	.34250	.33221	.32248	.31327	.30455	.29626	.28837
0.60	.31503	.30448	.29456	.28522	.27639	.26804	.26012	.25261
0.65	.27979	.26971	.26026	.25137	.24299	.23466	.22761	.22053
0.70	.24757	.23804	.22911	.22074	.21287	.20545	.19846	.19184
0.75	.21825	.20931	.20096	.19314	.18581	.17892	.17243	.16631
0.80	.19168	.18336	.17561	.16838	.16160	.15525	.14927	.14365
0.85	.16770	.16003	.15289	.14624	.14003	.13421	.12876	.12364
0.90	.14616	.13913	.13261	.12654	.12088	.11560	.11066	.10603
0.95	.12689	.12049	.11457	.10908	.10397	.09920	.09475	.09059
1.00	.10973	.10395	.09861	.09366	.08907	.08480	.08082	.07711
1.05	.09451	.08932	.08454	.08012	.07602	.07222	.06868	.06539
1.10	.08108	.07645	.07219	.06827	.06463	.06127	.05814	.05524
1.15	.06928	.06517	.06141	.05794	.05474	.05178	.04904	.04648
1.20	.05895	.05534	.05202	.04898	.04617	.04358	.04119	.03897
1.25	.04996	.04679	.04389	.04124	.03879	.03654	.03446	.03254
1.30	.04217	.03941	.03689	.03458	.03246	.03052	.02872	.02706
1.35	.03544	.03305	.03087	.02888	.02706	.02538	.02384	.02242
1.40	.02967	.02760	.02573	.02402	.02246	.02103	.01971	.01850
1.45	.02473	.02296	.02136	.01990	.01856	.01735	.01623	.01521
1.50	.02052	.01902	.01765	.01641	.01528	.01425	.01331	.01245
1.55	.01696	.01568	.01453	.01348	.01253	.01166	.01087	.01015
1.60	.01396	.01288	.01191	.01103	.01023	.00950	.00884	.00824
1.65	.01144	.01053	.00972	.00898	.00832	.00771	.00716	.00666
1.70	.00933	.00858	.00790	.00729	.00673	.00623	.00578	.00536
1.75	.00758	.00695	.00639	.00589	.00543	.00502	.00464	.00430
1.80	.00613	.00561	.00515	.00473	.00436	.00402	.00371	.00343
1.85	.00494	.00451	.00413	.00379	.00348	.00321	.00296	.00273
1.90	.00396	.00361	.00330	.00302	.00277	.00254	.00234	.00216
1.95	.00316	.00288	.00262	.00240	.00220	.00202	.00185	.00170
2.00	.00251	.00228	.00208	.00190	.00173	.00159	.00146	.00134

Table 4:  $\Psi_p(z)$  for  $0.30 \leq p \leq 0.65$ .

$z$	$\Psi_{0.70}$	$\Psi_{0.75}$	$\Psi_{0.80}$	$\Psi_{0.85}$	$\Psi_{0.90}$	$\Psi_{0.95}$	$\Psi_{1.00}$
0.05	.90450	.90231	.90017	.89808	.89603	.89403	.89207
0.10	.81580	.81186	.80802	.80427	.80062	.79706	.79357
0.15	.73366	.72836	.72321	.71821	.71333	.70858	.70395
0.20	.65783	.65153	.64541	.63948	.63371	.62811	.62265
0.25	.58807	.58105	.57426	.56769	.56132	.55513	.54913
0.30	.52409	.51662	.50941	.50244	.49570	.48917	.48284
0.35	.46561	.45790	.45048	.44332	.43641	.42973	.42327
0.40	.41235	.40458	.39712	.38994	.38302	.37635	.36991
0.45	.36400	.35633	.34897	.34190	.33510	.32856	.32226
0.50	.32027	.31281	.30566	.29881	.29224	.28593	.27986
0.55	.28086	.27369	.26685	.26030	.25403	.24802	.24226
0.60	.24547	.23867	.23219	.22600	.22009	.21444	.20902
0.65	.21381	.20742	.20135	.19557	.19005	.18478	.17975
0.70	.18558	.17965	.17401	.16865	.16356	.15870	.15406
0.75	.17052	.16505	.15986	.15495	.15027	.14583	.14160
0.80	.13835	.13335	.12862	.12414	.11989	.11585	.11202
0.85	.11882	.11428	.10999	.10594	.10211	.09847	.09503
0.90	.10167	.09758	.09373	.09009	.08665	.08340	.08033
0.95	.08668	.08302	.07958	.07633	.07328	.07039	.06766
1.00	.07363	.07037	.06732	.06444	.06174	.05919	.05679
1.05	.06231	.05943	.05673	.05421	.05183	.04960	.04749
1.10	.05253	.05000	.04764	.04542	.04335	.04140	.03957
1.15	.04412	.04191	.03985	.03792	.03612	.03443	.03285
1.20	.03691	.03499	.03321	.03154	.02999	.02853	.02717
1.25	.03076	.02910	.02757	.02613	.02480	.02355	.02239
1.30	.02553	.02411	.02280	.02157	.02043	.01937	.01838
1.35	.02111	.01990	.01878	.01774	.01677	.01587	.01503
1.40	.01739	.01636	.01541	.01452	.01371	.01295	.01224
1.45	.01426	.01339	.01259	.01185	.01116	.01052	.00993
1.50	.01165	.01092	.01025	.00963	.00905	.00852	.00803
1.55	.00948	.00887	.00831	.00779	.00731	.00687	.00646
1.60	.00768	.00718	.00671	.00628	.00588	.00552	.00518
1.65	.00620	.00578	.00540	.00504	.00472	.00442	.00414
1.70	.00498	.00464	.00432	.00403	.00376	.00352	.00329
1.75	.00399	.00371	.00345	.00321	.00299	.00279	.00261
1.80	.00318	.00295	.00274	.00255	.00237	.00221	.00206
1.85	.00252	.00234	.00217	.00201	.00187	.00174	.00162
1.90	.00199	.00184	.00171	.00158	.00147	.00136	.00127
1.95	.00157	.00145	.00134	.00124	.00115	.00106	.00099
2.00	.00123	.00113	.00105	.00097	.00089	.00083	.00077

Table 5:  $\Psi_p(z)$  for  $0.75 \leq p \leq 1.00$ .

$z$	$\Lambda_{0.00}$	$\Lambda_{0.05}$	$\Lambda_{0.10}$	$\Lambda_{0.15}$	$\Lambda_{0.20}$	$\Lambda_{0.25}$	$\Lambda_{0.30}$
0.05	.94364	1.2684	1.7053	2.2929	3.0834	4.1471	5.5782
0.10	.88754	1.1090	1.3861	1.7330	2.1673	2.7110	3.3919
0.15	.83200	.99461	1.1896	1.4233	1.7037	2.0401	2.4436
0.20	.77730	.89959	1.0418	1.2071	1.3994	1.6231	1.8834
0.25	.72364	.81614	.92113	1.0403	1.1757	1.3295	1.5041
0.30	.67137	.74088	.81831	.90457	1.0007	1.1077	1.2270
0.35	.62062	.67207	.72854	.79048	.85842	.93291	1.0146
0.40	.57161	.60872	.64899	.69264	.73993	.79112	.84653
0.45	.52452	.55020	.57787	.60762	.63958	.67385	.71058
0.50	.47950	.49608	.51394	.53311	.55361	.57551	.59883
0.55	.43668	.44605	.45631	.46742	.47940	.49223	.50592
0.60	.39614	.39988	.40429	.40934	.41499	.42122	.42802
0.65	.35797	.35736	.35734	.35787	.35890	.36039	.36231
0.70	.32220	.31830	.31500	.31224	.30996	.30811	.30665
0.75	.28884	.28254	.27689	.27180	.26723	.26310	.25937
0.80	.25790	.24991	.24264	.23600	.22991	.22431	.21914
0.85	.22933	.22025	.21195	.20435	.19734	.19087	.18488
0.90	.20309	.19339	.18453	.17642	.16896	.16207	.15570
0.95	.17911	.16916	.16011	.15184	.14426	.13729	.13085
1.00	.15730	.14740	.13843	.13027	.12282	.11600	.10973
1.05	.13756	.12793	.11925	.11139	.10425	.09774	.09178
1.10	.11980	.11060	.10235	.09492	.08821	.08212	.07657
1.15	.10388	.09523	.08752	.08060	.07439	.06878	.06371
1.20	.08969	.08166	.07454	.06820	.06251	.05743	.05284
1.25	.07710	.06974	.06325	.05749	.05237	.04780	.04370
1.30	.06599	.05932	.05345	.04828	.04371	.03964	.03603
1.35	.05624	.05024	.04499	.04040	.03635	.03277	.02960
1.40	.04772	.04237	.03772	.03367	.03011	.02699	.02424
1.45	.04031	.03558	.03149	.02795	.02486	.02215	.01978
1.50	.03390	.02975	.02619	.02311	.02044	.01812	.01609
1.55	.02838	.02477	.02168	.01903	.01674	.01476	.01304
1.60	.02365	.02054	.01788	.01561	.01366	.01198	.01053
1.65	.01962	.01695	.01468	.01275	.01119	.00968	.00847
1.70	.01621	.01393	.01200	.01037	.00898	.00780	.00679
1.75	.01333	.01140	.00977	.00840	.00724	.00626	.00542
1.80	.01091	.00928	.00792	.00678	.00581	.00500	.00431
1.85	.00889	.00753	.00639	.00544	.00465	.00398	.00341
1.90	.00721	.00608	.00514	.00435	.00370	.00315	.00269
1.95	.00582	.00488	.00411	.00347	.00293	.00249	.00212
2.00	.00468	.00391	.00327	.00275	.00232	.00196	.00166

Table 6:  $\Lambda_p(z)$  for  $0.00 \leq p \leq 0.30$ .

$z$	$\Lambda_{0.35}$	$\Lambda_{0.40}$	$\Lambda_{0.45}$	$\Lambda_{0.50}$	$\Lambda_{0.55}$	$\Lambda_{0.60}$	$\Lambda_{0.65}$
0.05	7.5040	10.096	13.583	18.278	24.596	33.100	44.548
0.10	4.2447	5.3129	6.6510	8.3274	10.428	13.060	16.358
0.15	2.9278	3.5089	4.2064	5.0437	6.0489	7.2559	8.7054
0.20	2.1862	2.5386	2.9488	3.4262	3.9821	4.6295	5.3833
0.25	1.7025	1.9278	2.1839	2.4750	2.8058	3.1818	3.6094
0.30	1.3598	1.5078	1.6727	1.8565	2.0613	2.2895	2.5440
0.35	1.1041	1.2022	1.3098	1.4277	1.5570	1.6987	1.8541
0.40	.90646	.97129	1.0414	1.1172	1.1992	1.2878	1.3836
0.45	.74991	.79200	.83703	.88517	.93665	.99167	1.0505
0.50	.62365	.65002	.67802	.70771	.73918	.77252	.80783
0.55	.52049	.53594	.55230	.56959	.58783	.60706	.62731
0.60	.43537	.44326	.45169	.46065	.47014	.48017	.49074
0.65	.36463	.36734	.37041	.37383	.37759	.38167	.38607
0.70	.30555	.30477	.30429	.30410	.30416	.30447	.30502
0.75	.25601	.25297	.25022	.24775	.24552	.24352	.24173
0.80	.21436	.20994	.20583	.20200	.19844	.19511	.19200
0.85	.17931	.17412	.16927	.16474	.16049	.15649	.15273
0.90	.14978	.14427	.13913	.13432	.12981	.12557	.12159
0.95	.12490	.11937	.11423	.10944	.10496	.10076	.09683
1.00	.10395	.09861	.09366	.08907	.08480	.08082	.07711
1.05	.08632	.08130	.07668	.07240	.06845	.06478	.06137
1.10	.07152	.06689	.06265	.05876	.05517	.05186	.04880
1.15	.05910	.05491	.05109	.04760	.04440	.04146	.03876
1.20	.04871	.04496	.04156	.03848	.03566	.03309	.03074
1.25	.04003	.03672	.03373	.03103	.02859	.02637	.02435
1.30	.03280	.02990	.02731	.02497	.02286	.02096	.01924
1.35	.02679	.02428	.02204	.02004	.01824	.01663	.01518
1.40	.02181	.01966	.01774	.01604	.01452	.01316	.01195
1.45	.01770	.01586	.01424	.01280	.01153	.01039	.00938
1.50	.01432	.01276	.01139	.01019	.00912	.00818	.00735
1.55	.01154	.01023	.00909	.00808	.00720	.00643	.00574
1.60	.00927	.00818	.00722	.00639	.00567	.00503	.00447
1.65	.00742	.00651	.00572	.00504	.00445	.00393	.00347
1.70	.00592	.00517	.00452	.00396	.00348	.00306	.00269
1.75	.00470	.00408	.00356	.00310	.00271	.00237	.00208
1.80	.00372	.00322	.00279	.00242	.00211	.00183	.00160
1.85	.00293	.00253	.00218	.00188	.00163	.00141	.00123
1.90	.00230	.00197	.00170	.00146	.00126	.00109	.00094
1.95	.00180	.00154	.00132	.00113	.00097	.00083	.00072
2.00	.00140	.00119	.00102	.00087	.00074	.00063	.00054

Table 7:  $\Lambda_p(z)$  for  $0.35 \leq p \leq 0.65$ .

z	$\Lambda_{0.70}$	$\Lambda_{0.75}$	$\Lambda_{0.80}$	$\Lambda_{0.85}$	$\Lambda_{0.90}$	$\Lambda_{0.95}$	$\Lambda_{1.00}$
0.05	59.959	80.705	108.64	146.24	196.87	265.04	356.83
0.10	20.492	25.673	32.168	40.309	50.516	63.313	79.357
0.15	10.446	12.537	15.049	18.067	21.693	26.061	31.287
0.20	6.2614	7.2843	8.4760	9.8645	11.483	13.368	15.566
0.25	4.0955	4.6484	5.2773	5.9926	6.8064	7.7324	8.7861
0.30	2.8277	3.1440	3.4968	3.8902	4.3291	4.8187	5.3649
0.35	2.0246	2.2114	2.4164	2.6412	2.8878	3.1584	3.4553
0.40	1.4872	1.5993	1.7204	1.8514	1.9930	2.1462	2.3119
0.45	1.1133	1.1804	1.2521	1.3287	1.4106	1.4980	1.5914
0.50	.84520	.88475	.92658	.97083	1.0176	1.0671	1.1194
0.55	.64861	.67100	.69452	.71921	.74513	.77233	.80085
0.60	.50186	.51354	.52577	.53859	.55199	.56599	.58062
0.65	.39079	.39581	.40114	.40676	.41269	.41892	.42544
0.70	.30578	.30674	.30791	.30927	.31081	.31252	.31441
0.75	.24013	.23872	.23747	.23637	.23543	.23462	.23395
0.80	.18909	.18636	.18380	.18140	.17915	.17703	.17503
0.85	.14918	.14583	.14265	.13965	.13680	.13410	.13153
0.90	.11783	.11429	.11093	.10776	.10475	.10189	.09917
0.95	.09314	.08966	.08638	.08329	.08036	.07760	.07497
1.00	.07363	.07037	.06732	.06444	.06174	.05919	.05679
1.05	.05819	.05524	.05247	.04989	.04747	.04520	.04308
1.10	.04597	.04334	.04090	.03863	.03652	.03454	.03270
1.15	.03628	.03398	.03186	.02990	.02809	.02640	.02484
1.20	.02859	.02662	.02480	.02314	.02160	.02018	.01887
1.25	.02250	.02082	.01929	.01788	.01660	.01541	.01433
1.30	.01768	.01627	.01498	.01381	.01274	.01176	.01087
1.35	.01387	.01269	.01162	.01065	.00977	.00897	.00824
1.40	.01086	.00987	.00899	.00820	.00748	.00683	.00624
1.45	.00848	.00767	.00695	.00630	.00572	.00519	.00472
1.50	.00661	.00595	.00536	.00483	.00436	.00394	.00357
1.55	.00513	.00460	.00412	.00370	.00332	.00299	.00269
1.60	.00398	.00355	.00316	.00282	.00252	.00226	.00202
1.65	.00308	.00273	.00242	.00215	.00191	.00171	.00152
1.70	.00237	.00209	.00185	.00164	.00145	.00128	.00114
1.75	.00182	.00160	.00141	.00124	.00109	.00096	.00085
1.80	.00140	.00122	.00107	.00094	.00082	.00072	.00064
1.85	.00107	.00093	.00081	.00071	.00062	.00054	.00047
1.90	.00081	.00070	.00061	.00053	.00046	.00040	.00035
1.95	.00062	.00053	.00046	.00040	.00034	.00030	.00026
2.00	.00047	.00040	.00034	.00030	.00026	.00022	.00019

Table 8:  $\Lambda_p(z)$  for  $0.70 \leq p \leq 1.00$ .

