



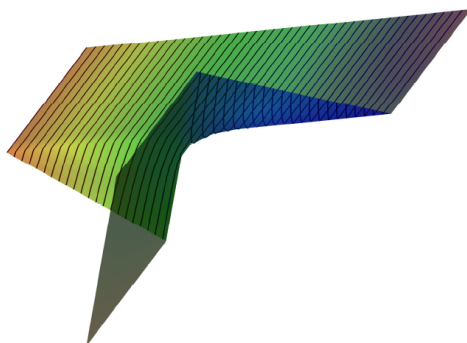
**UNIVERSIDADE DA CORUÑA**

## **Tesis Doctoral**

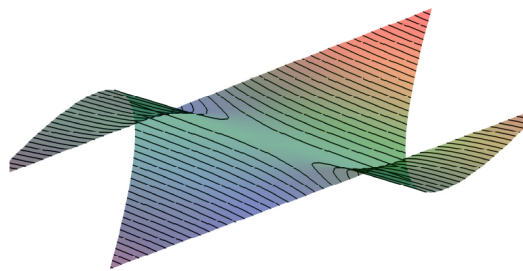


**Departamento de Tecnología de la Construcción**

# **PROBABILISMO EXPLÍCITO EN LA CORROSIÓN DE ARMADURAS EN LAS ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN SOMETIDAS AL AMBIENTE MARINO DE LA COSTA GALLEGA.**



Función de Fick (Penetración-Conc. Superficial)



Función ajuste EHE-08 (Penetración-Conc. Superficial)

**D. Emilio R. Mosquera Rey**

**2011**







Departamento de Tecnología de la Construcción

**PROBABILISMO EXPLÍCITO EN LA CORROSIÓN DE  
ARMADURAS EN LAS ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN  
SOMETIDAS AL AMBIENTE MARINO DE LA COSTA  
GALLEGA.**

**2011**

**Presentada por: D. Emilio R. Mosquera Rey.**

**Director: Dr. D. Juan B. Pérez Valcárcel**



**“He visto y oído muchas desfachateces, pero nunca habría esperado oír a un petimetre pedir doscientos guineas por arrojar un bote de pintura en la cara del público” J. Ruskin.**

El abogado de John Ruskin, El Procurador General Sir John Holker , interroga a J.M. Whistler.

**Holker :** ¿Cuál es el objeto de *Nocturno en Negro y Oro: La caída del Cohete*?

**Whistler :** "Es una pieza en la noche y representa los fuegos artificiales sobre los jardines de Cremorne "

**Holker :** ¿No es una vista de Cremorne ?

**Whistler :** "Si fuera *Una vista de Cremorne* sin duda decepcionaría a los espectadores. Es una disposición artística. Por eso yo lo llamo *un nocturno ....* "

**Holker :** ¿Dedico usted, mucho tiempo a pintar el *Nocturno en Negro y Oro* ?  
¿Cuánto tiempo le ha dedicado?

**Whistler :** " Oh, posiblemente un par de días - un día para hacer el trabajo grueso y otro para terminar los detalles ... " [ la pintura mide 60,2x46,7 cm.]

**Holker :** ¿No le parece que para el trabajo de dos días, es demasiado solicitar doscientas guineas ?

**Whistler :** " No. Lo pido, por el trabajo de adquirir los conocimientos necesarios, durante toda mi vida, para poder pintar este cuadro."



*Whistler v. Ruskin : Arte y Críticos de Arte*

En 1877, Ruskin publicó una crítica describiendo una exposición en la Galería Grosvenor (Londres), que incluyó obras de Whistler. Se quejó en particular sobre *Nocturno en Negro y Oro: La caída del Cohete*.

Whistler lo demandó y ganó..... un penique.....



## Agradecimientos.

A estas alturas de la vida y cuando tengo que referir las ayudas recibidas, se hace imposible no interconectar los agradecimientos propios del trabajo que ahora se presenta y los que han contribuido y contribuyen a mi formación del carácter técnico. Pocas oportunidades se me van a ofrecer de mostrar públicamente mi agradecimiento por las muchas ayudas recibidas, por eso quiero hacer un breve y seguro incompleto, recordatorio de las personas que más me han influenciado técnicamente. Gracias.

A D. Rogelio García Corral, amigo y maestro, ha sido, en palabras de Félix Cardellach, el generador de la necesaria intuición mecánica de las formas constructivas.

A D. Álvaro García Messeger, por sus, siempre amables, consejos técnicos compartidos durante muchos años.

A D. Carlos Vara Méndez, por los años de estudios e ilusiones conjuntas.

Desde otro plano, no personal, a muchos autores que a través de sus enseñanzas, en textos, uno llega a hacerlos propios.

Esta tesis me ha proporcionado la posibilidad y la satisfacción del estudio de ciertos aspectos técnicos que durante la vida profesional, aunque me lo hubiese planteado, difícilmente podría haberlos tratado. Como todo trabajo interdisciplinar requiere de la generosidad de muchas personas y en este sentido agradecer los ofrecimientos del Dr. D. Enrique Maciñeira Alonso, anterior director del Puerto de A Coruña, aunque no haya sido posible tal colaboración.

Agradecimientos a Dr. Dña. María J. Lombardía Cortiña, Dr. D. Mario Francisco Fernández y Dr. D. José A. Villar Fernández, profesores del POP en estadística e investigación operativa de la UDC-USC-UV, por sus consejos en las disciplinas probabilistas, en las que nunca se sabe suficiente.

Un agradecimiento y reconocimiento especial para el Dr. Stephan Gollwitzer, vinculado a la Universidad Técnica de Múnich, que en un entendimiento propio de otros lugares, me proporcione, con gran generosidad, una de las herramientas informáticas utilizada en esta tesis.

A Dña. Estefanía Gómez Diego y Dña. María Pérez Caamaño, por sus esfuerzos en distintos trabajos de búsquedas bibliografías, traducciones, tratamientos de la información, correcciones, etc.

Por último, mi agradecimiento más especial, no podría ser de otra forma, al Dr. D. Juan B. Pérez Valcárcel, Director de ésta tesis. Desde el respecto técnico a su autoridad, en estas materias estructurales de la edificación, mi ofrecimiento de amistad sincera por la oportunidad ofrecida y los consejos recibidos. Su estímulo y el estudio desinteresado, han conseguido que la visión de estos procesos técnicos, anteriormente deterministas e incrédulos, sean ahora holísticos, estocásticos y probabilistas, lo que posibilita, según palabras del matemático Benoit Mandelbrot, ver una realidad distinta. Gracias Juan.

A Coruña, julio 2011



## Presentación - Resumen

Si por durabilidad se entiende la capacidad de las estructuras, de comportarse satisfactoriamente frente a las agresiones ambientales, esta definición, es aplicable a casi todos los procesos que dependen del tiempo, es por esto, en analogía, por lo que se habla de vida útil de una estructura y al igual que en la vida, los factores que más influyen son:

a) Iniciales, factores "de herencia-genéticos" y "de edades iniciales", necesidad de ciertos cuidados y atenciones. En las estructuras de hormigón, podríamos hablar de factores conceptuales o proyecto y de ejecución material. Se dota de atributos intrínsecos, fundamentales para el cumplimiento de la función para la que se concibe.

b) De medio, protección contra agresiones del medio y en cierta medida, lucha contra enfermedades.

Estrategias de protección, factores de mantenimiento y pequeñas reparaciones.

Estas analogías entre la vida del hombre y de las estructuras van casi parejas en el tiempo. Pensemos que, en general, la vida útil de las estructuras de hormigón para edificios, se proyecta entre 50 y 100 años.

Los aspectos normativos y tecnológicos de la durabilidad en el hormigón son relativamente modernos. A finales de 1989 se reúne el *Task Group 1 "Durabilidad" (TG1)*, teniendo como objetivo proponer al *Technical Committee 104 "Hormigón"*, una revisión de los tipos de ambientes y clases de exposición, en relación con la corrosión debida a cloruros marinos y no marinos, para la ENV 206.



Estructuras Durables

En aquel momento, el TG1 decide realizar una recopilación-encuesta entre los países europeos para conocer las soluciones que aportaban los distintos códigos nacionales a los problemas de la durabilidad del hormigón. El resultado proporciona una gran diversidad en las soluciones que se adoptan según las tradiciones de los distintos países, a pesar de que los problemas aparentemente eran similares.

Parece clara la necesidad de armonización ante tales resultados, ya que estas diferencias no estaban basadas en discrepancias técnicas, sino que parecen debidas a las tradiciones locales. En cambio, la diferencia entre los climas sí representa un hecho incuestionable.

Como es lógico, los requisitos necesarios para conseguir una adecuada durabilidad centran las discusiones más grandes. Se trata de definir cuáles son los requisitos mínimos para que las estructuras de hormigón resistan determinados ataques y, respecto a ello, existen dos tendencias estratégicas:

**A)** Mantener la actual forma de definir los requisitos del hormigón a partir de sus parámetros constituyentes: resistencias características, relación a/c, contenido mínimo de cemento, condiciones de recubrimiento, etc.

**B)** Proponer métodos modernos de cálculo del tiempo necesario para llegar a la corrosión de la armadura o a determinado grado de deterioro (estado límite)

La primera tendencia define los llamados métodos tradicionales Standard y la segunda, los que inicialmente se denominaron métodos sofisticados o refinados y que después Carmen Andrade, representante española en el grupo de trabajo, denominó métodos modernos, en contraposición a los tradicionales, y que tratan de modelizar las agresiones físico-químicas mediante modelos cinéticos (velocidad de ataque), en lugar de restringirse solo a describir los procesos fenomenológicamente.

En ese momento, la EH-91 y sus sucesivas revisiones, proponen el tratamiento de la durabilidad de las estructuras de hormigón mediante el método tradicional Standard, planteando una estrategia sobre requisitos esenciales mínimos que se deben de alcanzar para respetar la vida útil.

La actual EHE-08 incorpora en el artículo 8, Bases de Cálculo, el Estado Límite de Durabilidad como método para comprobar la degradación del hormigón por corrosión de las armaduras, que desarrolla en anejo 9, Consideraciones adicionales sobre durabilidad. De esta manera la norma española se incorpora a la estrategia de los métodos de la fiabilidad (métodos modernos), aunque de forma alternativa al tradicional método Standard de diseño de estrategia de durabilidad, establecido en el artículo 37.2, Estrategia para la durabilidad, ya que deja al criterio del autor del proyecto la elección de uno u otro método para verificar la vida útil de las estructuras.

Por otro, lado la propia norma, en el Capítulo II, establece los criterios de seguridad y bases de cálculo.

*"Las exigencias del requisito de seguridad y estabilidad, así como las correspondientes al requisito de aptitud al servicio pueden ser expresadas en términos de la **probabilidad global de fallo**, que está ligada al **índice de fiabilidad**, tal como se indica en 5.1.....".*



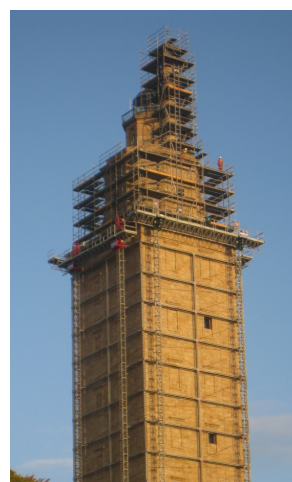


Aunque la teoría de la fiabilidad estructural no se trata en la EHE-08, los principios de los métodos probabilísticos explícitos si están recogidos en el anejo C, del Documento Básico de Seguridad Estructural, (DB-SE).

Pues bien, en base a estos dos planteamientos, (Estado Límite de Durabilidad y teoría de la fiabilidad estructural, probabilismo explícito), **Esta tesis analizará, con métodos probabilistas, el Estado Límite de Durabilidad del hormigón armado respecto a la corrosión del acero producido por cloruros de origen marino, caracterizará las variables básicas y sus incertidumbres y propondrá un método de diseño en base al concepto de coeficiente de difusión, alternativo al propuesto por la EHE-08.**



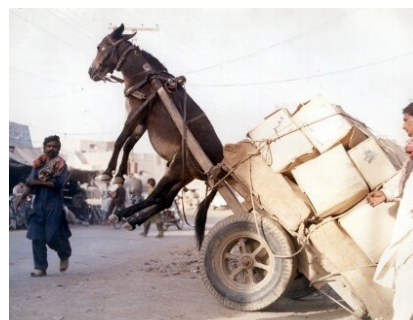
Diseño no durable



Mantenimiento, como factor de durabilidad



Compatibilidad de durabilidades



Mala estimación de las cargas



## Presentación - Resumo

Se por durabilidade enténdese a capacidade das estruturas de comportarse de maneira satisfactoria fronte ás agresións ambientais, esta definición é aplicable a case tódolos procesos relacionados co tempo, polo que, por analogía, fálase da vida útil dunha estrutura e como na vida, os factores máis influentes son:

- a) Iniciais, factores "de herdanza-xenéticos" e "de idades iniciais", precisan certos cuidados e atencións. Nas estruturas de formigón, poderíamos falar de factores conceptuais ou proxecto e de execución material. Dótase de atributos intrínsecos fundamentais para cumprir a función para a que está concibida.
- b) De medio, protección contra agresións ambientais e, en certa medida, loita contra enfermidades. Estratexias de protección, factores de mantemento e pequenas reparacións.



Estruturas Durables

Estas semellanzas entre a vida dos homes e das estruturas van case parellas no tempo. Pensemos que, en xeral, a duración das estruturas de formigón dos edificios proxéctase entre 50 e 100 anos.

Os aspectos normativos e tecnolóxicos da durabilidade no formigón son relativamente modernos. A finais de 1989, reúnese o Task Group 1 "Durabilidade" (TG1), co obxectivo de propor ó Technical Committee 104 "Hormigón" unha revisión dos tipos de ambientes e clases de exposición con respecto á corrosión debida a cloruros mariños e non mariños, para a ENV 206.

Naquel tempo, o TG1 decide facer unha recopilación-enquisa entre os países europeos para coñecer as solucións que daban os distintos códigos nacionais aos problemas de durabilidade do formigón. O resultado ofrece unha gran diversidade de solucións adoptadas polas tradicións dos diferentes países, aínda que os problemas eran aparentemente semellantes.

Parece clara a necesidade de harmonización ante semellantes resultados, xa que estas diferenzas non estaban baseadas en discrepanzas técnicas, senón nas tradicións locais. En cambio, a diferenza entre os climas si representa un feito incuestionable.

Como é lóxico, os requisitos necesarios para lograr unha durabilidade axeitada centran as discusión máis grandes. Trátase de definir cales son os requisitos mínimos para que as estruturas de formigón resistan certos ataques, e sobre isto, hai dúas tendencias estratéxicas:

A) Manter a forma actual de definir os requisitos do formigón a partir dos seus parámetros constitutivos: resistencias características, relación a/c, contido mínimo de cemento, condicións de cuberta, etc.

B) Propoñer métodos modernos de cálculo do tempo necesario para alcanzar a corrosión da armadura ou certo grao de deterioro (estado límite).

A primeira tendencia define os chamados métodos tradicionais Standard e a segunda, os inicialmente chamados métodos sofisticados ou refinados e, que despois, Carmen Andrade, a representante española no grupo de traballo, denominou métodos modernos, en oposición aos tradicionais, e tratan de modelar as agresións físicas e químicas, utilizando modelos cinéticos (velocidade de ataque), no canto de restrinxirse só a describir os procesos de maneira fenomenolóxica.



Steen Rostam

Hai que buscar onde están os problemas, non onde é fácil buscar

Naquela época, a EH-91 e as súas sucesivas revisións, propoñen o tratamento da durabilidade das estruturas de formigón mediante o método tradicional Standard, representando unha estratexia sobre requisitos esenciais mínimos que débense de alcanzar para respectar a vida útil.

O EHE-08 actual inclúe no artigo 8, *Bases de Cálculo*, o Estado Límite de Durabilidade coma un método para comprobar a degradación do formigón debido á corrosión das armaduras, que desenvólvese no anexo 9, *Consideraciones adicionales sobre durabilidad*. Así, a norma española intégrase na estratexia dos métodos da fiabilidade (métodos modernos), aínda que de maneira alternativa ao método tradicional Standard de deseño de estratexia de durabilidade, establecido no artigo 37.2, *Estrategia para la durabilidad*, xa que deixa ao autor do proxecto escoller un ou outro método para comprobar a vida útil das estruturas.

Por outra banda, a propia norma, no Capítulo II establece os criterios de seguridade e bases de cálculo:

*“Las exigencias del requisito de seguridad y estabilidad, así como las correspondientes al requisito de aptitud al servicio pueden ser expresadas en términos de la **probabilidad global de fallo**, que está ligada al **índice de fiabilidad**, tal como se indica en 5.1.....”<sup>1</sup>*

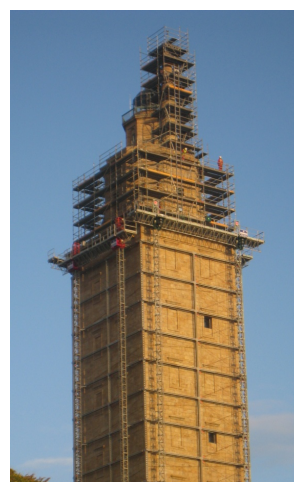
<sup>1</sup> *“As exigencias do requisito de seguridade e estabilidade, así como as correspondentes ao requisito de aptitude ao servizo poden ser expresadas en termos da probabilidade global de fallo, ligada ao índice de fiabilidade, tal e como se indica en 5.1...”*

Aínda que a teoría da fiabilidade estrutural non está recollida no EHE-08, os principios dos métodos probabilísticos explícitos si aparecen no Anexo C, do *Documento Básico de Seguridad Estructural*, (DB-SE).

Ben, baseándose neses dous enfoques (Estado Límite de Durabilidade e teoría da fiabilidade estrutural, probabilismo explícito), **esta tese analizará, con métodos probabilísticos, o Estado Límite de Durabilidade do formigón armado respecto á corrosión do aceiro producida por cloruros de orixe mariña, caracterizará as variables básicas e as súas incertezas e propondrá un método de deseño baseado no concepto de coeficiente de difusión, alternativo ao proposto pola EHE-08.**



Deseño non durable



Mantemento coma factor de durabilidade



Compatibilidade de durabilidades



Mala estimación das cargas



---

## Presentation - Abstract

If sustainability means the ability of structures to perform satisfactorily against environmental insults, this definition is applicable to almost all time-dependent processes, which is why, by analogy, so that speaks of life cycle of a structure and as in life, the most important factors are:

a) Initial, factors "genetic - inheritance" and "initial age" , need some care and attention. In concrete structures, factors could discuss conceptual and implementation or project material. Endowed with intrinsic attributes are fundamental to fulfilling the function for which it was designed.

b) Means, protection against environmental aggressions and to some extent, the fight against disease. Protection strategies, maintenance factors and minor repairs.

These similarities between the lives of men and structures are coupled almost in time, we think that in general, the useful life of concrete structures for buildings, is projected between 50 and 100 years.

Regulatory and technological aspects of durability in concrete are relatively modern, in late 1989 meets the Task Group 1 "Durability" (TG1), aiming to propose to the Technical Committee 104 "Concrete ", a review of the types of environments and types of exposure, in relation to corrosion due to marine and non-marine chloride, for ENV 206.

At that time, the TG1, decides to undertake a comprehensive-survey, between European countries, to find solutions to the various national codes contributed to the problems of durability of concrete. The result provides a wide range of solutions that are adopted, according to the traditions of different countries, although problems were apparently similar.

It seems clear the need for harmonization with these results, since these differences were not based on technical differences, they appear due to local traditions, however, the difference in the weather if it represents an unquestionable diversity

Obviously, the requirements necessary to achieve adequate durability, focus the further discussion, it is defined, what are the minimum requirements for concrete structures to resist certain attacks and there are two strategic trends

---

A) Maintain the current structure to define the requirements of concrete from its constituent parameters: resistance characteristics,  $w / c$  ratio, minimum cement content, coating conditions, etc.

B) Propose modern methods of calculating the time needed to reach the corrosion of reinforcement or a certain degree of damage (limit state)

The first trend defines the so-called traditional Standard and the second was initially called sophisticated or refined methods and then Carmen Andrade Spanish representative in the working group, called modern methods as opposed to the traditional model and trying to assault by physical-chemical kinetics models (attack speed) instead of restricted only to describe the processes phenomenologically.

At that time, the EH-91 and subsequent revisions, proposed treatment of the durability of concrete structures using the traditional method of raising a standard strategy of minimum essential requirements that must be achieved to respect life.

The current EHE-08, incorporated in Article 8, calculation methods, the limit state Durability as a method to check the degradation of concrete due to reinforcement corrosion, which develops in Annex 9, so the Spanish standard joins Strategy reliability methods (modern methods), albeit Standard alternative to the traditional method of design sustainability strategy, set out in Article 37.2, leaving the project in the author's choice of one or another method of verifying the life of structures

On the other hand the rule itself, in Chapter 2 lays down the safety criteria and bases of calculation.

"The demands of security and stability requirement and the requirement for the serviceability can be expressed in terms of the overall probability of failure, which is linked to the reliability index, as described in 5.1 ... .."

And although the theory of structural reliability is not in EHE-08, the principles of explicit probabilistic methods are listed in Annex C of Document for Structural Safety (DB-SE).

Well, based on these two approaches, (State limit of durability and structural reliability theory, probability explicit), **this Thesis, probabilistic methods, the limit state of concrete durability with respect to corrosion of steel produced Chlorides of marine origin, characterizing the basic variables and their uncertainties and propose a design method based on the concept of diffusion coefficient, an alternative to that proposed by EHE-08.**



# INDICE



<b>CAPITULO 0.- Introducción</b>	21
<b>0.1.- Reseña histórica del estudio de las agresiones al hormigón.</b>	23
<b>0.2.- Antecedentes</b>	27
<b>0.3.- Objetivos.</b>	29
<b>0.4.- Organización del Documento.</b>	31
<b>CAPITULO 1.- La corrosión del acero en el hormigón</b>	35
<b>1.1.- Introducción</b>	37
1.1.1.- Aspecto económico del problema	40
<b>1.2.- La corrosión de las armaduras en el hormigón</b>	43
1.2.1.- Fundamentos de la corrosión en el hormigón	44
1.2.2.- Pasivación del acero en el hormigón: el diagrama de Pourbaix	45
1.2.3.- Fragilización por hidrógeno	48
1.2.4.- Proceso de la Corrosión.	49
<b>1.3.- Causas de la desprotección</b>	53
1.3.1.- Acción de los Cloruros	56
1.3.2.- Tipos de cloruros y procedencia	57
1.3.3.- Concentración superficial de cloruros	59
1.3.4.- Concentración crítica de cloruros	61
<b>1.4.- Factores que influyen en la corrosión</b>	67
1.4.1.- Recubrimiento del hormigón	67
1.4.2.- Contenido y tipo de cemento.	67
1.4.3.- Estado superficial del acero	69
1.4.4.- Condiciones ambientales	71
1.4.5.- Resistividad eléctrica	72
1.4.6.- Fisuración	73
1.4.6.1.- Ancho de fisura	73
1.4.6.2.- Profundidad de fisura	74
1.4.6.3.- Tipo de fisura	75
<b>1.5.- Efectos de la corrosión de las armaduras</b>	77
1.5.1.- Aspectos generales.	77
1.5.1.1.- Efectos sobre el hormigón	78
1.5.1.2.- Efectos sobre el acero	82
1.5.1.3.- Efectos sobre el conjunto hormigón armado	84
1.5.2.- Pérdida de sección efectiva	87
1.5.3.- Fisuración del recubrimiento	87
1.5.4.- Pérdida de adherencia	89
1.5.5.- Pérdida de capacidad portante	89
<b>CAPITULO 2.- Los mecanismos de transporte en el hormigón</b>	91
<b>2.1.- Introducción, ideas generales</b>	93
<b>2.2.- Microestructura del hormigón</b>	94
2.2.1.- Pasta de cemento hidratada	94

2.2.2.- Áridos	96
2.2.3.- Interfase árido—pasta	97
2.2.4.- Microestructura del recubrimiento del hormigón	98
<b>2.3.- Porosidad del hormigón</b>	<b>100</b>
2.3.1.- Relación entre la permeabilidad y la estructura porosa del hormigón.	102
<b>2.4.- Fase acuosa contenida en los poros del hormigón.</b>	<b>102</b>
2.4.1.- Respecto de la concentración límite de iones cloruro para el inicio de la corrosión.	105
<b>2.5.- Mecanismo de transporte de agentes agresivos a través del hormigón.</b>	<b>106</b>
2.5.1.- Flujo de agua	107
2.5.2.- Flujo eléctrico	107
2.5.3.- Flujo de calor	108
2.5.4.- Flujo químico	108
2.5.5.- Transporte de líquidos y gases en el hormigón endurecido (CM-10)	111
<b>2.6.- La difusión como medio de transporte</b>	<b>111</b>
2.6.1.- Difusión de agua	112
2.6.2.- Difusión de gases	115
2.6.3.- Difusión de iones en la fase acuosa del hormigón. Difusión de iones de cloruro	119
<b>2.7.- Difusión en medios porosos</b>	<b>122</b>
<b>2.8.- Migración iónica</b>	<b>125</b>
<b>2.9.- Absorción o Succión capilar</b>	<b>127</b>
2.9.1.- Fundamentos de la absorción capilar	128
2.9.2.- Factores que influyen en la absorción capilar	131
2.9.3.- Absorción capilar de agua en el hormigón	132
<b>2.10.- Permeabilidad al agua por aplicación de un gradiente de presión</b>	<b>135</b>
2.10.1.- Variables del hormigón que influyen en la permeabilidad al agua	137
<b>2.11.- Permeabilidad a los gases</b>	<b>138</b>
<b>CAPITULO 3.-Los modelos matemáticos de penetración de cloruros</b>	<b>141</b>
<b>3.0.- Introducción</b>	<b>143</b>
<b>3.1.- Segunda Ley de Fick</b>	<b>145</b>
<b>3.2.- Modelo de Yamamoto</b>	<b>148</b>
<b>3.3.- Modelo de Midgley</b>	<b>149</b>
<b>3.4.- Modelo Clear y Hay</b>	<b>149</b>
<b>3.5.- Modelo de Mangat</b>	<b>150</b>
<b>3.6.- Modelo de Uji</b>	<b>153</b>
<b>3.7.- Modelo de Mejlbro</b>	<b>155</b>
<b>3.8.- Modelo de Tang. (ClinConc)</b>	<b>158</b>
<b>3.9.- Modelo de Saetta</b>	<b>161</b>
<b>3.10.- Modelo de Bob.</b>	<b>162</b>

<b>3.11.- Modelo D. Izquierdo</b>	163
<b>3.12.- Modelo Sagüés et al.</b>	164
<b>3.13.- Modelo J. Oliveira. (Focus Group)</b>	165
<b>3.14.- Modelo desarrollado por FIB</b>	167
<b>3.15.- Modelo DuraCrete</b>	169
<b>3.16.- Modelo Nilsson</b>	171
<b>3.17.- Modelo Life-365</b>	172
<b>3.18.- Modelo general basado en la resistividad eléctrica</b>	173
<b>3.19.- Modelo factorial para la estimación de la vida útil</b>	174
<b>CAPÍTULO 4.- Vida útil. La durabilidad como estado límite, aspectos normativos</b>	179
<b>4.1.- Consideraciones y Definiciones sobre la Vida útil</b>	181
<b>4.2.- Verificación de la vida útil</b>	183
<b>4.3.-Diseño estructural y la Durabilidad</b>	190
4.3.1.- Buenas practicas respecto la Durabilidad	191
4.3.2.- Estrategia "Service life desing" (SLD): Protección por fases múltiples	191
4.3.3.- Estrategia "Service life desing" (SLD): Metodología basada en la Fiabilidad	192
4.3.4.- Actualización de la Fiabilidad	195
<b>4.4.- Fiabilidad y probabilidad de fallo respecto la Vida útil</b>	196
4.4.1.- Variación en el tiempo de la probabilidad de fallo	197
<b>4.5.- Criterios de fiabilidad y probabilidad de fallo</b>	199
4.5.1.- Estados Límite Últimos (ELU)	200
4.5.2.- Estados Límite de Servicio (ELS)	200
4.5.3.- Niveles de fiabilidad y las normativas	201
4.5.3.1.- El Código Modelo (CM-2010)	205
4.5.3.2.- Eurocódigo- Bases de cálculo de estructura. (EN-1990-2003) Gestión de fiabilidad	207
4.5.3.3.- UNE-EN 206-1 Febrero2008	210
4.5.3.4.- JCSS-PROBABILITIC MODEL CODE Parte1- Bases de diseño	214
4.5.3.5.- Model Code for Service Life Design. Fib- Boletin34	215
4.5.3.6.- LNEC E-465-2007	218
4.5.3.7.- Otros criterios de fiabilidad y probabilidad de fallo	220
<b>4.6.- Estados límite de durabilidad.</b>	224
4.6.1.- Definición del tipo de ambiente	227
4.6.2.- Estrategia clásica prescripcional de la Durabilidad	230
4.6.2.1.- Impermeabilidad del hormigón	234
4.6.2.2.- Corrosión de las armaduras pasivas	235
4.6.3.- Estrategia de verificación del Estado Límite de Durabilidad	236
4.6.3.1.- Modelo propuesto para el proceso de corrosión por cloruros	237
4.6.3.2.- Periodo de iniciación o despasivación en la penetración de cloruros	238

4.6.3.3.- Periodo de propagación	240
4.6.4.- Código Modelo CM-2010	241
4.6.4.1.- Estado límite de Despasivación, formato probabilístico	241
4.6.4.2.- Diseño del Modelo	242
4.6.4.3.- Estado límite de corrosión con agrietamientos, desprendimientos y colapso, formato probabilístico	243
4.6.5.- LNEC-E 465-2007. (Normativa Portuguesa)	244
4.6.5.1.- Modelo del periodo de iniciación	244
4.6.5.2.- Modelo del periodo de propagación	246
4.6.6.- ACI 365.1R-00- Service- Life Prediction. Programa Life-365	248
4.6.6.1.- Métodos para predecir la vida útil de nuevas estructuras de hormigón	249
4.6.6.1.1.- Predicciones basadas en la experiencia y comparación	249
4.6.6.1.2.- Pruebas aceleradas	250
4.6.6.1.3.- Modelos matemáticos	250
4.6.6.1.4.- Modelos estocásticos	254
4.6.6.1.4.1.- Métodos de fiabilidad	254
4.6.6.1.4.2.- Combinación de modelos estadísticos y deterministas	256
4.6.6.2.- Predicción de la vida útil residual	256
4.6.6.2.1. Fallo debido a la corrosión por cloruros	256
4.6.6.3.- Predicciones basadas en extrapolaciones	258
4.6.7.- Model Code for Service Life Design. Fib- Boletín 34	259
4.6.7.1.- Verificación probabilista. Estado límite de despasivación	259
4.6.7.2.- Verificación probabilista. Estado límite de fisuración, desprendimiento y colapso	266
 <b>CAPÍTULO 5.- Caracterización estadística de las variables intervinientes en la corrosión de las armaduras por cloruros</b>	 269
<b>5.1.- Introducción</b>	271
<b>5.2.- Características Ambientales y Condiciones de Exposición</b>	271
5.2.1.- Temperatura	271
5.2.2.- Humedad Relativa	276
5.2.3.- Concentración Superficial de Cloruros	277
<b>5.3.- Características del material</b>	295
5.3.1.- Contenido crítico de cloruros	296
5.3.2.- Coeficiente de Difusión	297
5.3.2.1.- Coeficiente de Difusión- Resistencia a compresión	301
5.3.2.2.- Coeficiente de Difusión- Porosidad	301
5.3.2.3.- Coeficiente de Difusión- Absorción	302
5.3.2.4.- Coeficiente de Difusión- Capilaridad	302
5.3.2.- Contenido y tipo de cemento	303
<b>5.4.- Caracterización estadística de las variables</b>	305

<b>CAPITULO 6.- Fiabilidad Estructural, métodos probabilísticos explícitos</b>	<b>327</b>
<b>6.1.- Conceptos previos sobre fiabilidad estructural</b>	<b>329</b>
6.1.1.- Generalidades	329
6.1.2.- Incertidumbres	330
6.1.3.- Fiabilidad	332
6.1.4.- Probabilidad de fallo	333
6.1.5.- Índice de fiabilidad	334
6.1.6.- El tiempo en la probabilidad de fallo	335
6.1.7.- Niveles de fiabilidad	335
<b>6.2.- Los métodos de cálculo</b>	<b>337</b>
6.2.1.- Tensiones Admisibles	337
6.2.2.- Coeficiente global de seguridad	338
6.2.3.- Método de los coeficientes parciales	338
<b>6.3.- Breve reseña histórica de la teoría de la fiabilidad estructural</b>	<b>341</b>
6.3.1.- La optimización estructural.	343
<b>6.4.-Conceptos básicos de estadística y probabilidad</b>	<b>345</b>
6.4.1.- Introducción	345
6.4.2.- Variables aleatorias unidimensionales	345
6.4.3.- Momentos de una variable aleatoria	347
6.4.4.- Distribuciones notables	350
6.4.5.- Extensión a vectores aleatorios	361
6.4.6.- Funciones características	367
6.4.7.- Teorema central del límite	368
6.4.8.- Inferencia Estadística	369
6.4.9.- Estimación puntual	370
6.4.10.- Estimación por intervalos	372
6.4.11- Contrastes de hipótesis	373
6.4.12.- Diagnóstico y crítica del modelo	379
<b>6.5.- Verificación probabilística explícita de la seguridad estructural.</b>	<b>380</b>
6.5.1.- Introducción	380
6.5.2.- Generalización del problema de la fiabilidad estructural	382
6.5.3.- Fiabilidad de Segundo Momento.	384
6.5.4.- FOSM (Primer Orden Segundo Momento)	385
6.5.5.- FORM (Método de Fiabilidad de Primer Orden)	389
6.5.6.- SORM (Método de Fiabilidad de Segundo Orden).	391
6.5.7.- Simulación Numérica- Método de Monte Carlo	392
6.5.7.1.- Técnica de Simulación Pura	394
6.5.7.2.- Técnicas de la reducción de la Varianza	396
7.5.7.2.1.-Muestras por Importancia	397
7.5.7.2.2.- Muestras por Estratificación	398
6.5.8.- Algunos ejemplos numéricos.	401
<b>6.6.- Modelo empleado para la verificación probabilística explícita utilizada en esta tesis. (Conceptos Teóricos de la Aplicación)</b>	<b>409</b>
6.6.1.- Introducción.	409
6.6.2.- Fiabilidad de primer orden Método (FORM)	409
6.6.3.- Segundo orden de fiabilidad Método (SORM)	410
6.6.4.- Actualización, muestreo por Importancia basada en el FORM / SORM	411

6.6.5.- Los algoritmos de búsqueda en COMREL-TI .	412
6.6.6.- Monte Carlo puro.	413
6.6.7.- El punto de fallo más probable. Muestreo por Importancia	414
6.6.8.- Muestreo esférico puro	414
6.6.9.- Transformaciones de distribución de probabilidad	415
6.6.9.1.- Vectores Independientes	415
6.6.9.2.- Correlación de las variables normales	416
6.6.9.3.- Dependencia general de vectores (transformación Rosenblatt)	417
6.6.10.- Factores parciales de seguridad.	418
6.6.11.- Sensibilidades y Elasticidades	418
6.6.11.1.- Índice de fiabilidad generalizado	418
6.6.11.2.- La importancia de $\alpha_i$ de una variable	419
6.6.11.3.- Representación $\alpha$ -valores	419
6.6.11.4.- Sensibilidad con respecto a cambios en la variabilidad	420
6.6.11.5.- Sensibilidad paramétrica	420
6.6.11.6.- Elasticidades	420
6.6.11.7.- Previsión de cambios en $\beta$	421
<b>CAPITULO 7.- Análisis determinista versus probabilista aplicado al estado límite de la corrosión</b>	423
<b>7.1.- Análisis previo de la metodología del anejo 9º de EHE-08</b>	425
7.1.1.- Sustitución de la función error de Fick, por una función parabólica	425
7.1.2.- El coeficiente de seguridad	430
7.1.3.- Análisis y relación de las variables propuesta	432
7.1.3.1.- Coeficientes de difusión y factor de envejecimiento	432
<b>7.2.- Estudios deterministas para cada ambiente y tipo de cemento, con <math>C_b=0</math></b>	438
<b>7.3.- Estudios deterministas para cada ambiente y tipo de cemento, con <math>C_b=0,4\%</math> en cemento</b>	454
7.3.1.- Respecto del contenido inicial de cloruros	462
7.3.2.- Conclusión sobre contenido inicial de cloruros	465
<b>7.4.- Estudios semiprobabilistas para cada ambiente y tipo de cemento</b>	466
7.4.1.- Algunos cálculos significativos	474
<b>7.5.- Conclusiones iniciales respecto de los estudios deterministas y semiprobabilistas.</b>	478
<b>7.6.- Estudio probabilista explícito para el estado límite de corrosión por cloruros propuesto por EHE-08.</b>	481
7.6.1.- Condiciones del estudio	481
7.6.2.- Determinismo-Probabilismo. Coeficiente parcial de seguridad	482
7.6.3.- Influencia de la variabilidad conjunta de las variables básicas sobre la probabilidad de fallo	494
7.6.4.- Influencias de cada parámetro y su variabilidad	498
7.6.4.1.- Coeficiente de Difusión (D)	500
7.6.4.2.- Concentración Superficial de Cloruros (Cs)	514



7.6.4.3.- Concentración crítica de Cloruros (Ccr)	520
7.6.4.4.- Factor de Edad (n), sobre el coeficiente de difusión	526
7.6.5.- Hormigón Bueno versus Hormigón Malo	531
<b>7.7.- Conclusión Final.</b>	<b>538</b>

#### Anejos: Cálculos Justificativos

**Anejo 1.-** Análisis del coeficiente de difusión aparente de cloruros según anejo 9°. EHE-08. Perfiles de penetración, funciones superficiales penetración-concentración superficial y ajuste entre la función error y la función parabólica de EHE-08

**Anejo 2.-** Análisis determinista. Perfiles de penetración de cloruros, con máximo contenido inicial de cloruros. Resumen de recubrimientos y coeficientes de penetración.

**Anejo 3.-** Análisis determinista. Perfiles de penetración de cloruros, sin contenido inicial de cloruros. Resumen de recubrimientos y coeficientes de penetración

**Anejo 4.-** Análisis Semiprobabilista. Perfiles de penetración de cloruros, sin contenido inicial de cloruros. Resumen de recubrimientos y coeficientes de penetración

**Anejo 5.-** Determinismo-Probabilismo, Coeficiente de seguridad, Cálculos probabilistas.

**Anejo 6.-** Influencia de la variabilidad conjunta de las variables básicas sobre la probabilidad de fallo. Cálculos probabilísticos

**Anejo 7.-** Influencia de cada variable y su variabilidad en la probabilidad de fallo. Cálculos probabilísticos

### **CAPITULO 8.- Propuesta de un modelo de diseño probabilista explícito fundamentado en el concepto de la difusión** 541

<b>8.1.- Justificación de la Propuesta</b>	<b>543</b>
<b>8.2.- Propuesta de la función de estado límite de despasivación o desempeño respecto del periodo de iniciación por ataque de cloruros para verificar la vida útil de un elemento estructural.</b>	<b>544</b>
<b>8.3.- El conjunto de las variables aleatorias utilizadas.</b>	<b>549</b>
8.3.1.- El recubrimiento	549
8.3.2.- Concentración superficial de cloruros	550
8.3.3.- Concentración crítica de cloruros	550
8.3.4.- Factor de envejecimiento o de edad	551
8.3.5.- Temperatura	552
8.3.6.- Variabilidad conjunta	553
<b>8.4.- El conjunto de parámetros</b>	<b>553</b>
<b>8.5.- Verificación del estado límite de despasivación o desempeño de armaduras en el hormigón, mediante ábacos de aplicación directa</b>	<b>555</b>
<b>8.6.- Graficas de aplicación</b>	<b>559</b>

---

Anejos: Cálculos Justificativos

**Anejo 8.1.**.-Propuesta probabilista. Vida útil 50 años, ambiente III a-500, CEMI /II

**Anejo 8.2.**.- Propuesta probabilista. Vida útil 50 años, ambiente III a-500, CEMI II

**Anejo 8.3.**.- Propuesta probabilista. Vida útil 50 años, ambiente III c, CEMI /II

**Anejo 8.4.**.- Propuesta probabilista. Vida útil 50 años, ambiente III c, CEMI II

**CAPITULO 9.- Conclusiones y propuestas** 663

**BIBLIOGRAFIA** 681

**ENSAYO NT-BUILD-492** 702

# **CAPITULO - 0°**

## **INTRODUCCIÓN.**



## **CAPITULO 0.- INTRODUCCIÓN.**

### **0.1.- RESEÑA HISTÓRICA DEL ESTUDIO DE LAS AGRESIONES AL HORMIGON.**

En general, las construcciones de hormigón son muy duraderas, existiendo elementos de hormigón de tiempos muy remotos que siguen estando en uso normal. El hormigón de buena calidad posee una considerable resistencia a la mayor parte de los agentes agresivos de la naturaleza. Convenientemente preparado, puesto en obra y curado, resiste bien los procesos de deterioro naturales.

Existen innumerables estructuras de hormigón que, después de un siglo, siguen cumpliendo satisfactoriamente las funciones para las que han sido proyectadas. Los cimientos de hormigón del puente colgante sobre el Danubio, en Budapest, construido por el inglés William T. Clark, hace más de 150 años, permanecen en buen estado en la llamada arcilla Kiscell, uno de los estratos, hoy llamados unidades geotécnicas, más agresivos de Budapest.

Otro ejemplo es el depósito de aguas de la fábrica de gas de Greenwich, construido en 1892, con un diámetro de 93m y una profundidad de 10 m. En la década de los años 1970, se precisó una ampliación, se estudió a fondo el estado de la construcción, encontrándose las paredes absolutamente intactas, excepto la presencia de pequeñas fisuras verticales que, por causas mecánicas e insuficiencia de armadura, se presentaban en intervalos regulares de 1,8 m.

La estructura de hormigón armado de una casa, construida en 1875 en Newcastle (Inglaterra), que fue derribada en 1960, estaba en perfecto estado, las referencias, que usaron esta construcción como ensayo de larga duración, indican que no se encontró presencia alguna de corrosión en las armaduras.

T. Wisotzki informa sobre las esclusas de navegación del canal del Neckar en Stuttgart, cuya construcción entre 1920 y 1958 precisó de aproximadamente 1,5 millones de m<sup>3</sup> de hormigón. Se empezó por la construcción de las cámaras de las esclusas y aunque sufrieron las acciones de fuertes cargas durante más de 30 años, no mostraron señal relevante de deterioro. La referencia informa que, con una cuidada dosificación, una esmerada puesta en obra, unidas a un control permanente, tanto a pie de obra como en el laboratorio, las obras no han necesitado trabajos de reparación o mejora en varios decenios.

La corrosión constituye en el hormigón un problema de orden cualitativo y cuantitativo, e inicialmente se consideró que la pasivación de las armaduras dentro del hormigón era un fenómeno de largo alcance.

Los fenómenos de corrosión inicialmente, se adjudicaron a hormigones mal elaborados y deficiente puesta en obra, no había gran interés en conocer, profundamente y quizás por ser procesos largos en el tiempo, la naturaleza compleja de la corrosión y determinar la velocidad real de la corrosión en el hormigón. Se establecieron como fenómenos determinantes las propiedades del medio agresivo, la concentración de ácidos, bases o sales y las distintas propiedades de los materiales.

La observación de daños en el hormigón, iniciaron las investigaciones con una larga tradición histórica, Algunos puntos importantes en dicha evolución son:

J. Smeaton y L.J. Vicat se ocuparon, en el año 1840, de la corrosión en el hormigón causada por el agua de mar. El primer informe sobre el deterioro que tenía lugar en las instalaciones portuarias de Argel, fue emitido por Vicat, en 1841.

En el año 1890, la Unión Alemana de fabricantes de cemento portland, creó una comisión para el estudio de las aguas de mar sobre las obras marítimas de hormigón. Se prepararon probetas de dos tipos distintos de cementos (uno rico en cal y pobre en alúmina, y otro al contrario), que fueron depositadas y estudiadas durante decenios. Los resultados fueron dados a conocer por W. Dyckerhoff, ya se empieza a plantear la complejidad del problema.

En el año 1908, se formó el "Comité Especial de la Comisión para el Hormigón Armado", que se ocupó de los problemas de corrosión. Los trabajos de este comité los valoró la "Comisión Alemana para el Hormigón Armado", y recogió las conclusiones en "**La Instrucción para la construcción en agua de mar**"

Hacia finales del siglo XIX, también se observaron en Inglaterra desperfectos en las construcciones marítimas ejecutadas con cemento portland. Por ello, en 1920 se organizó un comité especial. En los informes publicados, se intentó esclarecer las causas de los daños, mediante una comparación entre las obras que resistían el ataque del agua del mar y las obras que se destruían bajo estas condiciones. Este trabajo fue continuado, en años posteriores, ampliándose el campo de investigación. Se publicó un informe que trataba, según Wernekke, de las experiencias que con hormigón armado, fueron realizadas en distintas partes del Imperio Británico.

En Italia se han empleado desde fecha muy remota, para las obras marítimas, cementos con adición de puzolanas y, en ocasiones, mezclas de cal-puzolana-cemento, ya que es un país rico en yacimientos puzolánicos. Sobre las experiencias realizadas, informaron L. Luigi y P. Periani. En las costas de Italia, numerosas obras marítimas, ejecutadas con puzolanas y cal hidráulica, resisten desde hace más de 2000 años la erosión del mar, según lo pudo comprobar una comisión constituida al efecto, en los años cincuenta.

Son los Países escandinavos los que inician estudios rigurosos sobre las condiciones climatológicas y su influencia sobre las estructuras de hormigón, además en los ensayos utilizaron, en lugar de puzolanas, tierra de mole danesa (tierra de diatomeas). Los resultados fueron presentados por A. Poulsen, durante los XIII y XIV Congresos Internacionales de Navegación.

Las variaciones térmicas del agua del mar, sobre las estructuras de hormigón, las estudian los holandeses en las indias holandesas.

Son de destacar las experiencias de H. Passow y M. Shonberg, por sus estudios sobre las dimensiones de probetas para el comportamiento de los cementos, estos investigadores fueron los primeros en **descubrir, en el año 1917, la etringita** al examinar al microscopio una muestra de hormigón descompuesto.

**El American Concrete Institute (ACI), publico en 1926** un resumen de los conocimientos adquiridos como consecuencia de numerosos estudios realizados, con conclusiones y normas que aún siguen teniendo validez.

**La Unión Internacional de Laboratorios de Ensayos de Materiales (RILEM)** se ocupó en su XV Congreso de Praga (1961) de la resistencia de los agentes agresivos y de la durabilidad del hormigón. Se señalaron como muy importantes los siguientes temas de investigación:

-Desarrollo de un método rápido y eficaz de ensayo para la investigación de la corrosión y de la erosión, producidas por influencias físicas o químicas.

-Investigaciones completas sobre corrosiones causadas por la influencia de la temperatura y otros agentes destructores.

-El problema de la durabilidad, resistencia mecánica remanente y estabilidad de volumen del hormigón de cemento aluminoso.

- Coordinación y ajuste de los trabajos de investigación.

Se solicitó de la Comisión Permanente del RILEM el desarrollo y coordinación de un programa común de investigación.

En Dinamarca, en estas fechas, se constituye un comité especial para el estudio de las reacciones alcalinas en el hormigón, bajo los auspicios del Instituto Estatal para la Investigación de la Construcción (Statens Byggeforskningsinstitut) y de la Academia de las Ciencias Técnicas, (Akademiet for de tekniske Videnskaber), que se ocupa de investigación de la corrosión alcalina causada por áridos reactivos y de la valoración de los trabajos de investigación que se desarrollen en este campo.

Para terminar con esta reseña histórica de investigaciones realizadas, merece la pena destacar las efectuadas en Estados Unidos, por la **Portland Cement Association de Chicago**, ya que muchos investigadores mantenían el criterio de que los ensayos en laboratorio no eran suficientes para poder servir de base para la recomendación de medidas de protección. Para tratar de dar respuesta a todos los aspectos relacionados con estos temas de durabilidad, se plantean en el año 1940 unos ensayos masivos a largo plazo, que durarían 60 años, es decir, hasta el año 2000, o hasta que todas las probetas quedaran destruidas. Estos ensayos se hicieron bajo los auspicios de la Portland Cement Association, en 13 lugares de Estados Unidos. Sus campos de ensayos están en todas condiciones de climas calientes, suaves, fríos y crudos. Las probetas, hechas con los más variados tipos de cementos, se exponen a las más variadas condiciones de clima, terreno, aguas subterráneas acidas, sulfatadas, magnésicas y alcalinas, también aguas de mar frías y calientes al flujo y reflujos de las mareas y naturalmente a la acción de las heladas.

Se investigan 27 clases de cemento que cubren la amplia escala de los cementos fabricados en Estados Unidos, los tipos llamados por las normas ASTM I a V y sus subclases, incluso los AEA (Air-entraining-Agent cement) cementos con agentes aireantes. Los cementos empleados fueron objeto de profundos estudios en el laboratorio, que se extendían a las propiedades físicas y químicas. En los laboratorios se conservan más de 60.000 envases, cerrados herméticamente, de muestras de los cementos y áridos empleados, a fin de efectuar ensayos de control.

Cada tipo de cemento se empleó en tres dosificaciones diferentes - 220, 300 y 390 Kg. de cemento /m<sup>3</sup>, utilizándose diferentes tipos de áridos. Dado que la cantidad de arena varía y que se emplearon distintas relaciones agua/cemento, la compacidad de las probetas era también diferente. En general figuran todo tipo de hormigones desde los peores hasta los mejores.

Con los diferentes tipos de hormigones, se preparan todo tipo de probetas, cúbicas, vigas, pilotes, paredes finas, paredes gruesas, pavimentos, aceras, muros de contención, etc. Para dar una idea de la magnitud del ensayo, decir que se construyeron miles de vigas. Solo en un lugar, en las montañas de California, se construyeron 81 secciones distintas de calles y aceras.

Todas las probetas y obras sufrieron un examen anual. Los objetos investigados recibían una calificación numérica de 1 (estado inicial de la estructura) a 6 (destrucción total del elemento), afinando hasta la primera cifra decimal. Las observaciones presentaron comparaciones indiscutibles así en un hormigón de 200 Kg./m<sup>3</sup> de cemento, al cabo de 2 años tenía una puntuación de 4,1, mientras que en las mismas condiciones otro de 390 Kg./m<sup>3</sup>, a los 9 años seguía con una valoración de 1,8.

Los resultados globales se fueron publicando en informes, aproximadamente, cada 14 años, aunque las conclusiones, en muchos casos fueron evidentes en la segunda década de la experimentación y se empezaron utilizar sus conclusiones a partir de las primeras publicaciones, Journal of the American Concret Institute, marzo 1953, Pág. 601, Hansen 1965.

**Como conclusiones** (a modo de resumen), y para situar los elementos determinantes en el tema de comportamiento ante tales agresiones, indicaban:

1.- Los hormigones que mejor resisten los agentes químicos y atmosféricos son los llamados aireados. Sus ventajas pueden también comprobarse en el caso de dosificaciones más reducidas, y preparados mediante plastificantes.

2.- El hormigón aireado resiste en buenas condiciones la acción del hielo, siendo apropiado para pavimentaciones de calles etc.

3.- Al aumentar la cantidad de CaO libre del clinker, disminuye la capacidad de resistencia del hormigón a los agentes agresivos. La hidratación de la cal libre es expansiva, pudiendo dar lugar a formas superficiales en el hormigón e incluso a la destrucción del mismo (*Fernández Cánovas*)

4.- La disminución del contenido de C3A hace aumentar la resistencia a los agentes agresivos, (indican excepciones)

5.- La capacidad de resistencia frente al MgSO<sub>4</sub> es mayor que frente al Na<sub>2</sub>SO<sub>4</sub>

6.- Los hormigones con mayor dosificación de cemento son más resistentes a las agresiones que los de menor contenido de cemento.

7.- Es ventajoso el empleo de relaciones agua/cemento reducidas.



8.- El hormigón compacto y bien curado presenta una mayor resistencia a las agresiones.

9.- Cuando el hormigón ha sido fabricado mediante la adición de aireantes, no se han podido observar desconchones en la superficie de éste, independientemente de que hayan sido empleadas o no sales para acelerar la fusión de la nieve.

10.- Los cementos de tipo IV y V, sin adición de aireantes, mostraron una mayor resistencia al desconchado que los cementos de los tipos I a III sin aireantes. Los desconchones llegan a un porcentaje superior al 30% en los cementos tipos I a III.

11.- No puede deducirse de la composición de un cemento su comportamiento en el hormigón.

12.- En los pilotes de hormigón armado hincados en aguas de mares fríos, con un recubrimiento mínimo de 2,5 cm., se observaron fisuras, mientras que en los idénticos a éstos e hincados en agua dulce, no se han podido observar tales fisuras.

El resultado de las investigaciones hasta la década de los años 1960-1970, llamémosles históricos, centran sus estudios por una parte, en el tipo de cemento más apropiado para resistir la acción de los distintos fluidos agresivos y por otra, en el conocimiento del grado máximo de concentración de dichos agentes agresivos en el medio.

Las conclusiones a las que se llegaba, respecto a la resistencia a la corrosión del hormigón armado dependían en gran medida del esmero de su ejecución, y para la elección del método de protección adecuado, debería tenerse siempre en consideración, en primer lugar, el empleo del cemento apropiado, el incremento de la compacidad del hormigón, la formación de una capa superficial de hormigón hidrófugo, el impedir el flujo agresivo a través del hormigón y la neutralización del agua agresiva.

Podría decirse, a modo de sensación final, que el conocimiento de la investigación de la corrosión, es la afirmación de que la técnica de **la preparación de un hormigón resistente a los agentes agresivos comienza con la fabricación del cemento y termina con el curado del hormigón.**

Y aunque, lo anterior, es cierto, el planteamiento en los últimos años ha modificado el punto de vista de estos fenómenos agresivos intentando establecer valores cuantitativos de los procesos de degradación y en función de estos estimar la vida útil del elemento estructural.

## **0.2.- ANTECEDENTES.**

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 pueden afectar al hormigón, existen numerosos ejemplos de estructuras que se mantienen inalteradas, según se ha indicado en la reseña histórica. 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 agua 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 a la estabilidad de las fases sólidas de la pasta de cemento.

A pesar de ello hay agresivos que pueden 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 ettringita 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.

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 de cálculo en rotura, la construcción en hormigón alcanzó un avance extraordinario. El hormigón podía fisurarse 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, hoy en día 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 el principal problema de durabilidad y uno de los problemas aún no resueltos satisfactoriamente por la tecnología del hormigón. Los esfuerzos investigadores hoy en día son muy notables, con numerosos trabajos por año publicados en revistas especializadas así gran cantidad de congresos y sesiones de trabajo para discutir sobre el tema.

Pero no sólo en el ámbito de la investigación los esfuerzos por garantizar una adecuada durabilidad se han ido incrementando con el tiempo. La labor normativa, en forma del establecimiento de procedimientos de ensayos tanto naturales como acelerados, y en el establecimiento de prescripciones normativas en el diseño de estructuras de hormigón, han experimentado un desarrollo creciente en los últimos años.

Uno de los mejores ejemplos de esta creciente importancia es la norma EN206 en la que se establecen unos ambientes de exposición y requisitos mínimos para el hormigón acordes con dichos ambientes.

Sin embargo, la normativa española de hormigón estructural EHE-08, no le va a la zaga y 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 de tener en cuenta el problema de la durabilidad de sus estructuras pues es el propietario (en la mayoría de los casos el Estado Español, y por ende todos nosotros) el que correrá con los gastos de sus errores en proyecto que afectarán sin duda a la durabilidad de la estructura. Los Técnicos, no sólo deben garantizar que una estructura resiste las acciones sino también que lo hace de una manera totalmente durable.

Ahora bien, los técnicos estamos acostumbrados a diseñar las 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.

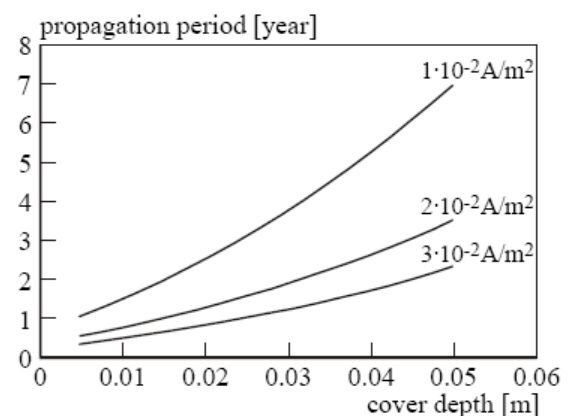
Desde hace ya mucho tiempo, en los encuentros internacionales, la comunidad investigadora se viene preguntando, ¿Por qué no generalizar este procedimiento a un diseño orientado hacia la durabilidad de las estructuras? De conseguirlo el proyectista estaría totalmente familiarizado con el procedimiento de diseño y sería uno más de los estados límites a comprobar dentro de su procedimiento de cálculo y comprobación rutinario.

La EHE-08, incorpora, por primera vez, esta metodología en su articulado proponiendo todo un planteamiento de "Vida útil" y unos modelos de cálculo para su determinación.

La propuesta de este trabajo es el desarrollo y análisis de las bases teóricas que se establecen el estado límite de durabilidad exclusivamente para el caso de la corrosión de las armaduras por cloruros, en el hormigón armado, basado en una caracterización estadística de los parámetros que influyen en el problema y la derivación a una formulación práctica para su diseño.

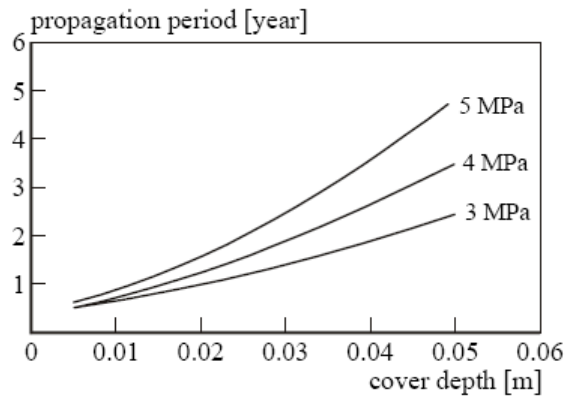
### 0.3.- OBJETIVOS.

El periodo de tiempo transcurrido desde el inicio de la penetración del agresivo hasta el inicio de la corrosión, es función de la calidad del hormigón, del recubrimiento adoptado, y de la agresividad del ambiente de exposición. A éste periodo se le denomina de iniciación ( $t_i$ ), según el diagrama de Tuutti. Una vez superado el nivel crítico de concentración de cloruros, ( $C_{cr}$ ), por ejemplo, en la superficie del acero embebido, éste se despasiva y se inicia el periodo de propagación de la corrosión ( $t_p$ ). La propagación de la corrosión de la armadura embebida se caracteriza, fundamentalmente, por la velocidad del deterioro, que a su vez es función de la cantidad de oxígeno y de la humedad en el medio



La suma de ambos periodos ( $t_i + t_p$ ) es la vida útil de la estructura ( $t_L$ ), periodo en el cual la estructura conserva los requisitos del proyecto sobre seguridad, funcionalidad y estética, sin costos inesperados de mantenimiento.

Según algunos estudios, y para agresión por cloruros, la vida útil de las estructuras suelen estar compuesta por un periodo de iniciación bastante más largo que la fase de propagación de la corrosión. La duración de  $t_p$  hasta el estallido del recubrimiento de hormigón está normalmente comprendida entre 3 y 5 años, tal y como se indica en las figuras, mientras que en los casos de carbonatación estas condiciones varían radicalmente.



La necesidad de predecir el fenómeno de la corrosión y estimar la vida útil de las estructuras ( $t_L=t_i+t_p$ ) ha elevado el interés de la comunidad científica en el desarrollo de modelos de cálculo. La gran variedad de estos modelos y la falta de calibración frente a datos reales incrementan la posibilidad de estimar espesores de recubrimiento muy distintos a los aparentemente necesarios para proteger el acero embebido en el elemento estructural. La complejidad intrínseca del fenómeno, el cual varía en función de las condiciones físicas y químicas del contorno, exige la utilización cautelosa de dichas ecuaciones y variables definidas empíricamente para casos muy concretos.

**La presente tesis analiza críticamente los modelos de cálculo del avance de los iones cloruro** presentes en la literatura, y muy particularmente el que propone la nueva versión de la Instrucción Española de Hormigón Estructural (EHE-08). Se analizan desde distintas metodologías, deterministas, semiprobabilista y probabilistas explícitas, estudiando la coherencia de los resultados.

Se propone, como objetivo principal un modelo de penetración de cloruros bajo una metodología de proyecto para el estado límite de corrosión por cloruros de carácter probabilista explícita, basada en el concepto de difusión y utilizando la estrategia de comprobación de la durabilidad propuesta por la norma PNE 83994. En donde se indica:

*"Modelos Probabilistas, la comprobación de la durabilidad se basa en el cálculo de la probabilidad de fallo incluyendo las acciones físicas, químicas y biológicas. Para obtener la probabilidad de fallo se deben establecer los modelos probabilistas de las acciones, incluyendo las acciones físicas, químicas y biológicas, de los efectos de las acciones y de la resistencia a la penetración de los agentes agresivos. Se debe verificar que la probabilidad de fallo sea menor que la probabilidad de fallo admisible. Estos modelos pueden ser de varios tipos y grado de complejidad, pero siempre deben permitir deducir la dosificación apropiada del hormigón para cada clase de ambiente, y otros posible parámetros. Dichos modelos pueden, o no, estar basados en un parámetro que se determine a partir de un ensayo acelerado."*

También se elaboran ábacos de aplicación rápida para proyectos de estructuras en ambientes IIIa-500 y IIIc, (por ser los críticos respecto de las edificaciones) para hormigones con distintos tipos de cementos y diversas concentraciones superficiales de cloruros, en función del índice de fiabilidad o probabilidad de fallo.

**Como objetivo secundario o complementario**, se desarrolla, en base a lo especificado en el anejo C del Documento Básico de Seguridad Estructural DB-SE, la metodología de aplicación para el análisis del estado límite considerado en forma probabilística explícita. A partir de los principios de tal documento y aunque indica que este anejo C tiene carácter informativo, se desarrollan los procedimientos de aplicación de tal planteamiento probabilista a través de métodos de análisis de primer y segundo orden:

**FOSM (First Order Second Moment)**

**FORM (First Order Reliability Method)**

**SORM (Second Order Reliability Method)**

Se complementa con otras metodologías que recurren a las aproximaciones numéricas por medio de simulaciones, son los llamados **Métodos de Monte Carlo**. Con técnicas de simulación puras o técnicas de reducción de varianza (método del hipercubo latino).

#### **0.4.- ORGANIZACIÓN DEL DOCUMENTO**

El presente documento consta de un capítulo 0 de Introducción, ordenación y organización, 8 capítulos de contenidos, un capítulo 9 de conclusiones y propuestas, unas referencias bibliográficas y 8 anejos justificativos de cálculos y desarrollos.

De los capítulos de contenidos, los seis primeros, presentan el estado del arte o de los conocimientos, los aspectos metodológicos del problema y los condicionamientos normativos.

Los capítulos 7 y 8 constituyen la aportación original de la tesis, donde se hace un análisis exhaustivo y crítico de la normativa española desde distintos puntos de vista, aportando una visión práctica y rigurosa, y proponiendo un modelo más acorde con los planteamientos internacionales más innovadores, además de aportar un conjunto de ábacos para la aplicación práctica, en la fase de proyecto y de forma sencilla, que recogen los casos más comunes para la verificación del estado límite de despasivación de las armaduras por cloruros en los elementos estructurales de hormigón armado.

Una breve descripción de cada capítulo sería:

#### **Capítulo 1.- La corrosión del acero en el hormigón como fenómeno electroquímico.**

Se hace un análisis de los aspectos de la corrosión del acero en el hormigón, atendiendo a los fundamentos electroquímicos. Se justifica el aspecto económico del problema. Se analizan las causas de la despasivación por la acción de los cloruros, con tipos y procedencias. Se relacionan los factores más influyentes en este proceso como son: el recubrimiento de las armaduras, el contenido y tipo de cemento, la importancia de las concentraciones de cloruros, tanto superficial, como crítica, para producir la despasivación. Se indica la influencia de la fisuración, a través del tipo de fisura, ancho y profundidad, etc. y por último. Se estudia los efectos de la corrosión sobre las armaduras y el propio hormigón, pérdida de sección efectiva, fisuración del recubrimiento, pérdida de adherencia, pérdida de capacidad portante etc.

**Capítulo 2.- Los mecanismos de transporte de cloruros. La difusión, absorción, migración, porosidad, permeabilidad, etc.**

Se presentan los mecanismos de transporte de los agentes agresivos a través del hormigón, la microestructura del hormigón, la porosidad, la relación entre la permeabilidad y la estructura porosa. Se presenta el estudio de la difusión de gases en el hormigón, la difusión de iones en la fase acuosa, difusión en medios porosos. Se presenta la migración iónica, la absorción capilar, los factores que la influyen etc. Se presentan las variables del hormigón que influyen en la permeabilidad al agua por aplicación de un gradiente de presión, etc., en definitiva los procesos físicos que justifican el transporte de los agentes agresivos en el hormigón endurecido.

**Capítulo 3.- Los modelos matemáticos de penetración de cloruros.**

En éste capítulo se hace una exposición bastante exhaustiva del gran número de modelos matemáticos que se han venido utilizando a lo largo de la corta historia de la despasivación de las armaduras en el hormigón, para modelizar la penetración de cloruros en el hormigón endurecido. Son todos modelos que caracterizan el periodo de iniciación con distintos fundamentos físicos (Difusión, ecuaciones de flujo, etc.). La mayor parte fundamentados en las leyes de la difusión de Fick, aunque muchos de ellos de carácter empírico y con diferentes concepciones de las variables básicas respecto del proceso temporal, así los hay que tienen una concepción clásica del coeficiente difusión y de la concentración superficial de cloruros, considerando tales variables como constantes en el tiempo y otros, más ajustados, como variables en el tiempo.

**Capítulo 4.- La vida útil. La durabilidad como estado límite y los aspectos normativos.**

Se trata de exponer y presentar razonadamente los conceptos más modernos y actuales de la vida útil y la durabilidad respecto de las estructuras de hormigón como estado límite, atendiendo a planteamientos de fiabilidad ó probabilidad de fallo, todo desde un punto de vista normativo, tanto nacional como internacional. Se presentan y analizan los aspectos más significativos de las normas de nuestro entorno.

**Capítulo 5.- Caracterización estadística de las variables intervinientes en el estado límite de despasivación de las armaduras.**

La caracterización estadística de las variables que inciden en el periodo de iniciación por acción de los cloruros, es desde un punto de vista bibliográfico escaso y difícilmente generalizable. Desde una percepción exógena al elemento estructural se tendrían variables como la salinidad, temperatura, humedad relativa, radiación solar etc. que tienen carácter zonal o local y por tanto deberían ser caracterizadas estadísticamente a partir de tomas de datos muestrales, tratando de encontrar relaciones entre ellas y con las variables de tipo endógeno de los elementos estructurales (difusión, migración, etc.)

Inicialmente se había planteado la participación o colaboración con ciertas investigaciones que se están llevando a cabo, por parte de la Autoridad Portuaria de A Coruña, sobre construcciones de hormigón armado; desafortunadamente no ha sido posible, por lo que el

capítulo recopila la escasa caracterización estadística de las variables más significativas en el proceso de despasivación de las armaduras.

A través de una búsqueda bibliográfica se trata de seleccionar, por zonas geográficas, variables como salinidad, temperatura, humedad relativa, localización, etc. también metodológicas (tipos de ensayo, tipo de estado límite, valores probabilísticos, deterministas, etc.). El carácter zonal o local de tales variables hace oportuno proponer para trabajos posteriores la caracterización estadística de las variables como la concentración superficial de cloruros y el coeficiente de difusión de los hormigones ejecutados en el litoral gallego y establecer un mapa de intensidad de cloruros de dicho litoral.

### **Capítulo 6.- Fiabilidad estructural, métodos probabilísticos explícitos.**

Se exponen los conceptos básicos sobre estadística inferencial y descriptiva, también el probabilismo matemático y la verificación probabilística de la seguridad estructural. Los conceptos de incertidumbre, índice de fiabilidad, probabilidad de fallo, niveles de fiabilidad, etc. La generalización del problema de la fiabilidad estructural, los procedimientos metodológicos. Fiabilidad de segundo momento, FOSM, FORM, SORM, simulación (Monte Carlo), etc. Por último, se presenta el desarrollo del modelo utilizado en ésta tesis a través de las rutinas COMREL-TI.

### **Capítulo 7.- Análisis determinista versus probabilista aplicado al estado límite de la corrosión.**

Primeramente se hace un análisis previo de la metodología del anejo 9º de EHE-08, se estudia: la sustitución de la función error de Fick, por una función parabólica, el coeficiente de seguridad propuesto, las variables, coeficientes de difusión y factor de envejecimiento etc. Los análisis se hacen desde dos puntos de vista, primero considerando el proceso con carácter determinista o semiprobabilista y después con carácter probabilista puro. Se hace un análisis crítico y se presentan las conclusiones observadas.

### **Capítulo 8.- Propuesta de un modelo de diseño probabilista explícito fundamentado en el concepto de la difusión.**

Utilizando la metodología probabilista se plantea la verificación del estado límite de durabilidad respecto de la corrosión por cloruros en su periodo de iniciación, que permita a los proyectistas de edificaciones sometidos a la acción de los cloruros, responder en términos de diseño (materiales, recubrimientos, etc.), y en términos de ejecución (curado, mantenimiento, etc.), respecto de la vida útil requerida. También, se han elaborado ábacos o graficas que permitan, en fase de proyecto o diseño, de una forma sencilla y práctica, la verificación del tal estado límite de despasivación de las armaduras en los casos más comunes.

**Capítulo 9.- Conclusiones y propuestas.**

En el capítulo se resumen las conclusiones finales de la tesis que básicamente se centra en dos grandes apartados:

- 1- De los resultados del análisis exhaustivos de factores sobre el planteamiento normativo de la EHE-08 en su anejo 9, para la verificación del estado límite de corrosión bajo cloruros, con conclusiones que plantean el escaso grado de fiabilidad y por tanto una llamada a la prudencia en su aplicación como alternativa al método estándar del artículo 37, ya que se puede presentar valores prestacionales inferiores a los requeridos.
- 2- Proponer un modelo matemático de diseño probabilístico fundamentado en el concepto de difusión desde un punto de vista de proyecto y práctico, proporcionando para los casos más comunes unos ábacos de aplicación rápida a través de una metodología específica.

Como propuestas de futuras investigaciones, desde este estudio se ha comprobado carencias en dos grandes disciplinas que motivaría su estudio:

- Respecto la metodología probabilista, el conocimiento en mayor profundidad de la etapa de propagación y el planteamiento de un estado límite adecuado así como su correlación con los índices de fiabilidad y probabilidad de fallo.
- La caracterización estadística de las variables básicas propias de la zona, sobre todo contenidos superficiales de cloruros y establecimiento de metodologías de estimación del coeficiente de difusión de cloruros por procedimientos sencillos o de proyecto.



# **CAPITULO - 1º**

## **LA CORROSIÓN DEL ACERO EN EL HORMIGÓN.**



## 1.1.- INTRODUCCIÓN.

Durante muchos años se ha creído que el hormigón armado era un material muy durable. A lo largo de los años se ha podido comprobar que, aunque la naturaleza pétreo del hormigón protege excepcionalmente la armadura de los agentes exteriores, cuando o bien el hormigón es de mala calidad o bien el agente exterior es muy agresivo la durabilidad del hormigón armado puede ser escasa.

Los fenómenos de degradación del hormigón armado son conocidos desde hace ya bastantes años, como ya se ha expuesto, y los requisitos que se han impuesto al hormigón armado en las sucesivas normas de ejecución (EH) han sido, sin duda alguna, cada vez más restrictivos; no sólo en lo que respecta a recubrimientos mínimos o calidad mínima exigible al hormigón, sino también en lo que respecta a tolerancias en la ejecución o ensayos para garantizar la calidad de los materiales.

Tanto la Instrucción española, como el Eurocódigo 2, proponen el empleo de tablas de aplicación directa, en la que, en función del ambiente de exposición del hormigón, se establecen recubrimientos y calidades mínimos. Sin embargo todos estos principios se basan en la aplicación de tablas de mínimos y principios a adoptar, quedando impedido cualquier mecanismo de contraprestación (mejora de calidad en el hormigón frente a menor recubrimiento, por ejemplo). Esto exige, sin duda alguna, plantear un diseño de la durabilidad de la estructura de hormigón armado de modo cuantitativo, especificando por un lado las prestaciones mínimas a cumplir, los posibles mecanismos de comprobación, sin olvidar en ningún momento un nivel de seguridad adecuado en la formulación de los modelos de vida útil planteados. Todo ello, nos conduce a plantear la comprobación del estado límite de durabilidad como uno más de los estados límite de la estructura.

Por otro lado, el hormigón expuesto a ambientes agresivos puede deteriorarse debido a los efectos combinados de la acción química de los constituyentes del agua sobre los productos de hidratación del cemento, de la reacción álcali-árido (cuando hay áridos reactivos), de la presión de cristalización de sales en el hormigón si una cara de la estructura está sometida a condiciones de humedad y la otra a condiciones de secado, a la acción del hielo en climas fríos, a la corrosión de las armaduras y a la erosión física debida a la acción de las olas, vientos y de las partículas en suspensión. Cada una de estas acciones provoca un aumento de la permeabilidad del hormigón, lo que contribuye a que progrese el ataque de la causa inicial y el de los demás tipos de acción.

Del estudio de diferentes casos reales de deterioro de estructuras de hormigón en ambientes agresivos se concluye que:

- La impermeabilidad es la llave de la durabilidad. El origen de esta insuficiente impermeabilidad puede estar en mezclas de hormigón mal dosificadas, ausencia de aire ocluido si la estructura se encuentra en climas fríos, compactación y curado inadecuados, falta de recubrimiento de las armaduras, juntas mal diseñadas o construidas, y microfisuración del hormigón debido a las cargas, a la retracción térmica o de secado, y a la expansión por la reacción álcali-árido. En Noruega se permite una permeabilidad máxima de  $k \leq 10-12$  m/s en estructuras en ambiente marino, por ejemplo.

• El tipo y la severidad del daño pueden no ser uniformes a lo largo de la estructura por acción del ambiente marino. La sección situada en la zona de atmósfera marina que no está en contacto con el mar, pero recibe sal procedente de la brisa marina y niebla salina, por lo que será más susceptible a la acción de la helada y a la corrosión de las armaduras. Entre la zona de atmósfera marina y el nivel de marea alta se encuentra la zona de salpicaduras, sujeta a la humectación directa con agua de mar procedente de las olas y la espuma; puede entonces sufrir daño por heladas, abrasión debida a la acción del oleaje y corrosión de las armaduras activada por los cloruros. El mayor riesgo de corrosión de las armaduras ocurre en la zona atmosférica y, sobre todo, en la de salpicaduras. La sección situada en la zona de oscilación de la marea sufrirá además el efecto de los ciclos humedad-sequedad, los ataques químicos debidos a la reacción álcali-árido y a la interacción entre la pasta de cemento y el agua de mar. El hormigón así debilitado puede desintegrarse debido a la acción de las olas y el impacto de arena, grava y hielo. Ésta es por tanto la zona de máximo deterioro. Por último, la zona siempre sumergida sólo estará sometida al ataque químico del agua de mar (debido a la ausencia de oxígeno apenas habrá corrosión, ya que la concentración de oxígeno disuelto en agua de mar es inferior a 10 ml/l). El progresivo deterioro químico del hormigón desde la superficie hacia el interior del hormigón sigue el siguiente esquema: en la superficie se forma aragonito y bicarbonato debido al ataque por el CO<sub>2</sub>; por debajo de la superficie del hormigón, se forma brucita debido al ataque por iones de magnesio; la formación de etringita en el interior demuestra que los iones sulfato pueden penetrar a mayor profundidad. Salvo que el hormigón sea muy permeable, la acción química del agua del mar no produce daño, debido a que estos productos son insolubles, con lo que reducen la permeabilidad e impiden el progreso de la reacción hacia el interior del hormigón. Esta acción protectora no tiene lugar en la zona de mareas ni en caso de cargas dinámicas, ya que los productos de la reacción son eliminados nada más generarse.

• La corrosión de las armaduras suele ser la principal causa de deterioro del hormigón en estructuras de hormigón armado o pretensado expuestas al agua de mar. En hormigones de baja permeabilidad no parece ser ésta la primera causa de la fisuración. Otros procesos de deterioro provocan el desarrollo de la microfisuración, lo que permite el acceso del oxígeno a la superficie de las armaduras. Entonces puede producirse la corrosión, con lo que aparecen más fisuras. De todas formas, la penetración de los iones cloruro en el interior del hormigón armado es el principal mecanismo de ataque responsable de la corrosión en las armaduras embebidas en los elementos de estructuras expuestas al medio marino. En la figura, se presenta el estudio desarrollado sobre la corrosión en decenas de puentes en Japón, en el cual se observa que la penetración de los cloruros contempla el 66% de los casos de deterioro, por

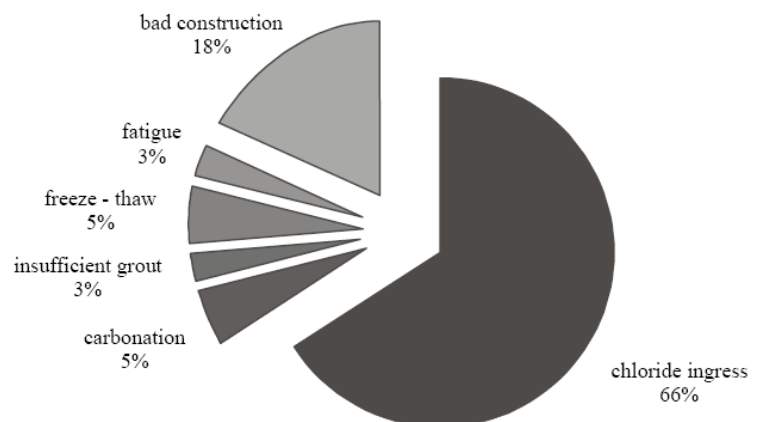


Figura 1.1 Corrosión por penetración de cloruros

---

delante de problemas de ejecución (18%), de la carbonatación (5%), y otros factores, conclusiones que han sido contrastadas con otros estudios desarrollados en países del continente Americano, Europa y Asia.

El daño real del hormigón debido al crecimiento de organismos marinos no es un problema habitual. No obstante, se ha constatado que las algas pueden aumentar la velocidad de degradación del hormigón, debido posiblemente a la acción de los ácidos orgánicos y sulfatos producidos en la descomposición de la vegetación. También se ha observado que en los trópicos algunos tipos de moluscos pueden erosionar al hormigón a una velocidad de 1 cm por año. Las algas en las zonas sumergidas pueden mejorar la durabilidad sellando la superficie del hormigón.

Las medidas que se pueden tomar, con carácter general, para evitar el deterioro de un hormigón sometido a un ambiente agresivo son:

- Si se utiliza un cemento portland deberá limitarse el contenido en  $C_3A$  del cemento (el  $C_4AF$ , a diferencia del  $C_3A$ , no actúa nocivamente). El cemento con escorias de alto horno tiene una elevada resistencia. La estabilidad de cementos con un 20% de puzolanas depende de la composición mineralógica y de la reactividad de la puzolana.

- La relación agua/cemento se deberá conservar lo más baja posible ( $a/c < 0,5$ ) y se deberá asegurar la trabajabilidad (por ejemplo, utilizando plastificantes).

- El recubrimiento mínimo deberá aumentarse donde pueda producirse abrasión. En las zonas sumergidas se pueden utilizar recubrimientos menores.

- Recomendaciones:

- hormigón según ISO 4102:  $\geq C25/30$

- relación agua/cemento:  $\leq 0,55$

- contenido de cemento para un tamaño máximo del árido entre 16 y 32 mm:  $\geq 300 \text{ kg/m}^3$

- penetración de agua según ISO 7031:  $\leq 30 \text{ mm}$ .

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

**1.1.1.-ASPECTO ECONOMICO DEL PROBLEMA.**

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.

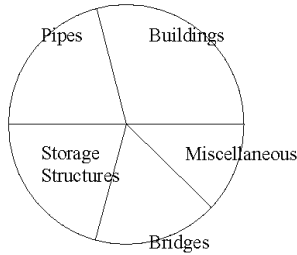


Fig 1: Distribution of corrosion damage related to application (Podolny W. Jr., 1992)

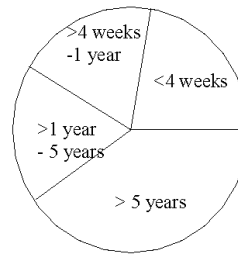


Fig 2: Distribution of corrosion damage related to age (Podolny W. Jr., 1992)

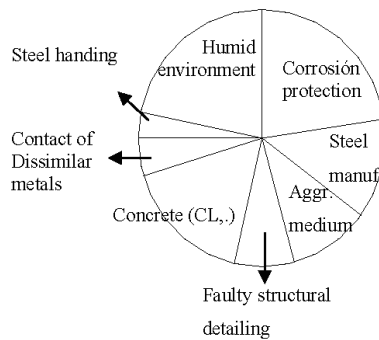


Fig 3: Distribution of corrosion damage related to cause of corrosion (Podolny W. Jr. 1992)

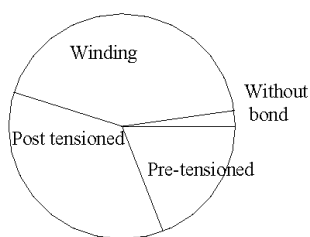


Fig 4: Distribution of corrosion damage related to prestressing method (Podolny W. Jr., 1992)

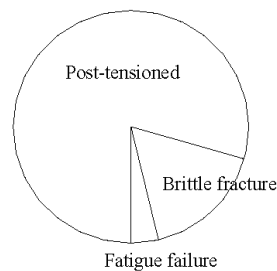


Fig 5: Distribution of corrosion damage related to type of tendon failure (Podolny W. Jr., 1992)

Figura 1.2: Distintas causas que afectan la durabilidad del hormigón

A nivel mundial se han producido pérdidas cuantiosas. Así, la mitad de los 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 50.000 millones de dólares 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 20 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).

Skalny, en 1987, en nombre del comité "Concrete Durability" y en un informe de National Research Council de USA, resume la situación de la siguiente manera: el valor de todos los edificios y estructuras de hormigón fue calculado en 1981 por el Bureau of Census en 6 trillones de dólares USA. Por otro lado en 1985, el volumen de negocio en construcción fue de unos 300 billones de dólares USA, empleando alrededor de 5,5 millones de trabajadores (17% de la fuerza trabajadora estadounidense). En relación a este volumen de negocio, los costes estimados en 1984 de reparación por el Transportation Research Board son de 50.000 millones de dólares USA.

Reseñas más recientes (E. Otero), estiman que los costes directos originados al año por la corrosión alcanzan alrededor del 3,5% del PIB de una nación y que si se sacara mayor provecho a la tecnología existente se podría ahorrar entre el 20 y el 25% de estos costes. La distribución de costes directos por sectores y el ahorro potencial que se podría producir se muestran en la Tabla siguiente.

J. Calavera, muestra un resumen de las principales estadísticas disponibles actualmente sobre la distribución de fallos del proceso constructivo, en particular, de las construcciones de hormigón y costes de reparación.

INDUSTRIA O SECTOR	COSTES ESTIMADOS (%)	AHORRO POTENCIAL (%)
Construcción	18	20
Alimentación	3	10
Ingeniería en general	8	30
Administración	4	40
Marina	21	20
Afino de met y semi elaborados	2	13
Petróleo y productos químicos	13	8
Energía	4	25
Transporte	25	25
Agua	2	15
	Total 100%	Promedio 23%

Tabla 1.1 Costes por sectores

Para finalizar este apartado de breves citas sobre las repercusiones económicas del deterioro provocado por la corrosión de armaduras, es obligada una cita a W. Sitter y su **"Regla de los cincos"**. Este autor primero divide el modelo de Tuutti de vida en servicio, en varias fases:

- A) Cálculo y puesta en obra.
- B) Comienzo de la corrosión.
- C) Aceleración del proceso (reparaciones locales).
- D) Reparación masiva o demolición y reconstrucción.

A continuación afirma que un dólar gastado en prevenir en la fase A ahorra tener que gastar 5 dólares en la fase B, 25 en la fase C y 125 en la fase D. Aunque los costos sólo pretenden ser aproximados, esta regla es aceptada como indicativa del ahorro potencial cuando se previene desde el principio o se interviene a tiempo.

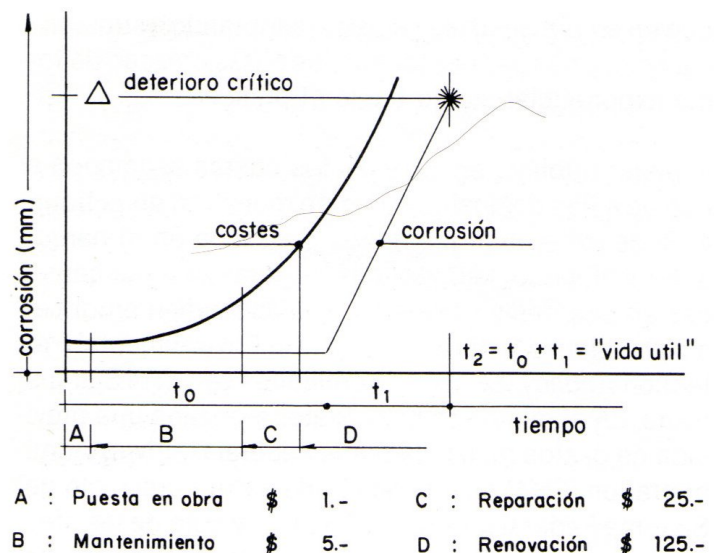


Figura 1.3 Regla de los cincos de Sitter



## 1.2.- LA CORROSIÓN DE LAS ARMADURAS EN EL HORMIGÓN.

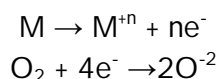
Definición de corrosión: La corrosión es el ataque destructivo de un metal por reacción química o electroquímica con su medio ambiente.

Exceptuando los metales nobles, los demás metales se encuentran en la naturaleza generalmente en forma de compuestos (óxidos, hidróxidos, sulfatos, etc.), estado que corresponde a valores reducidos de la energía de Gibbs<sup>2</sup>. Por ello, la extracción de los elementos metálicos a partir de tales compuestos requiere el suministro de energía, a través de un proceso de reducción. Esto significa que los metales tenderán, en su vida de servicio, de una forma natural a regresar a estados de inferior nivel energético, y esto es lo que ocurre en los procesos de corrosión, que, oxidando los elementos metálicos, suponen una conversión del metal a diferentes compuestos, con disminución de la energía.

La corrosión puede desarrollarse según dos mecanismos diferentes:

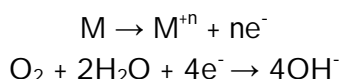
- Oxidación directa (o corrosión seca), que ocurre cuando el metal sufre una temperatura elevada, en ausencia de agua.
- Corrosión con intervención de una solución acuosa (corrosión húmeda), que es la más habitual.

En el primer caso, el metal M, sometido a alta temperatura, sufre una oxidación directa, con producción de electrones, mediante las siguientes reacciones:



En el caso de la intervención de una solución acuosa, el mecanismo que se produce incluye reacciones químicas diferentes, con unas zonas de disolución del metal (zonas anódicas) y otras en que permanece inalterado (zonas catódicas), originándose así una pila cuyo funcionamiento continuado requiere que exista un circuito eléctrico cerrado que incluye el ánodo, el cátodo, la conexión metálica entre ambos y el propio electrolito.

Por ello, a este mecanismo se le denomina **corrosión electroquímica**. Las reacciones son:



En medio ácido, en vez del oxígeno disuelto son los iones hidrógeno los que reaccionan con los electrones liberados:



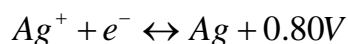
<sup>2</sup> Energía de Gibbs: es la condición de equilibrio y de espontaneidad para una reacción química a presión y temperatura constante.

$\Delta G < 0$  es una condición de espontaneidad de una reacción química.

La cantidad de metal, en peso, que se corroe es proporcional a la intensidad  $I$  de la corriente que se produce (en amperios) y al tiempo  $t$  transcurrido (en segundos), a través de la ley de Faraday:

$$\text{Número de equivalentes-gramos} = \frac{I \cdot t}{96493}$$

A continuación se reproduce parcialmente la serie electroquímica de los metales, ordenada de mayor a menor tendencia a la oxidación, estando referidos los potenciales al potencial normal de hidrógeno que se toma como referencia:



Al ponerse en contacto dos metales, uno se convertirá en anódico y el otro en catódico en función de su potencial de corrosión, según esta serie electroquímica.

### 1.2.1.- FUNDAMENTOS DE LA CORROSIÓN EN EL HORMIGÓN.

La corrosión del acero en el hormigón es un proceso electroquímico. Los potenciales electroquímicos que forman las pilas de corrosión se pueden generar de dos formas:

- Las pilas de composición se pueden formar cuando se colocan dos metales diferentes dentro del hormigón, como las armaduras de acero y los conductos de aluminio, o cuando existen variaciones significativas en las características superficiales del acero.

- Las pilas de concentración se pueden formar debido a diferencias en la concentración de los iones disueltos cerca del acero, como los álcalis, cloruros o el oxígeno.

Como consecuencia, uno de los dos metales (o algunas partes del metal si sólo hay uno) se convierte en anódico y el otro en catódico.

Las armaduras que se encuentran en el hormigón son elementos de acero al carbono, que naturalmente pueden sufrir corrosión. Cuatro elementos son necesarios en la corrosión:

1. Por un lado un elemento metálico que se oxide, el ánodo.
2. Por otro lado un elemento metálico que reciba los electrones sobrantes del metal al oxidarse (reducción) que se denomina cátodo.
3. Una conexión eléctrica entre ambos y,
4. Por último es necesario un electrolito que sea capaz de transportar los iones para cerrar el circuito.

La figura 1.4, muestra el proceso de la corrosión de los metales con la zona anódica, la zona catódica conectada y el electrolito que sirve de transporte a los iones.

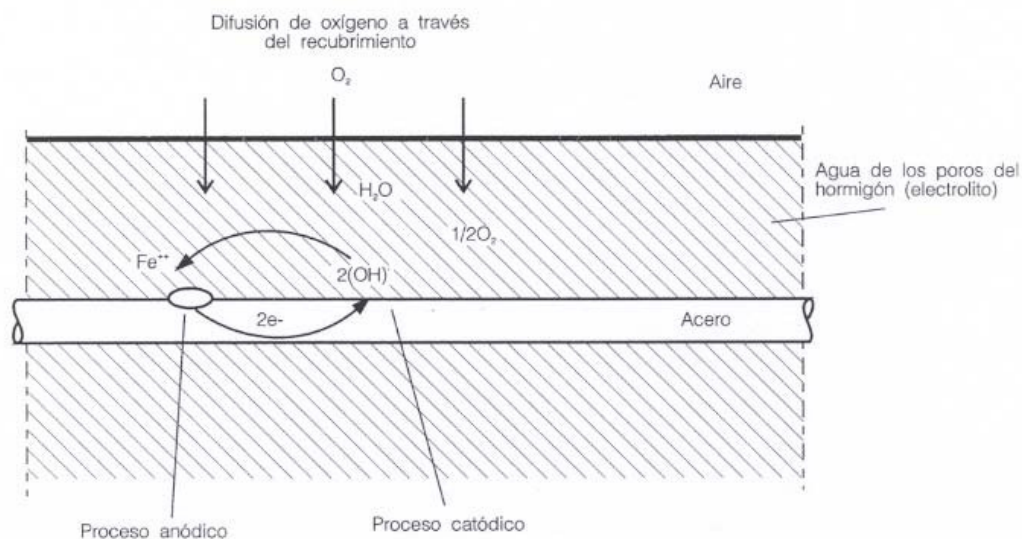


Figura 1.4 Proceso electroquímico de la corrosión

Debido a la presencia del agua en el hormigón armado, el proceso de corrosión de las armaduras es electroquímico en disoluciones neutras o alcalinas (como el hormigón), en la región anódica el metal se oxida, mientras que en la región catódica es el oxígeno en presencia de agua, la sustancia que se reduce.

### 1.2.2.- PASIVACIÓN DEL ACERO EN EL HORMIGÓN: EL DIAGRAMA DE POURBAIX.

El diagrama de Pourbaix es un diagrama de equilibrio Potencial/pH, en el que el eje de abscisas representa los valores del pH de la solución, y el eje de ordenadas los valores del potencial del electrodo. Los dominios de estabilidad de las diferentes sustancias consideradas están limitados por líneas que representan condiciones de equilibrio para los siguientes tipos de reacción: (Figura 1.5)

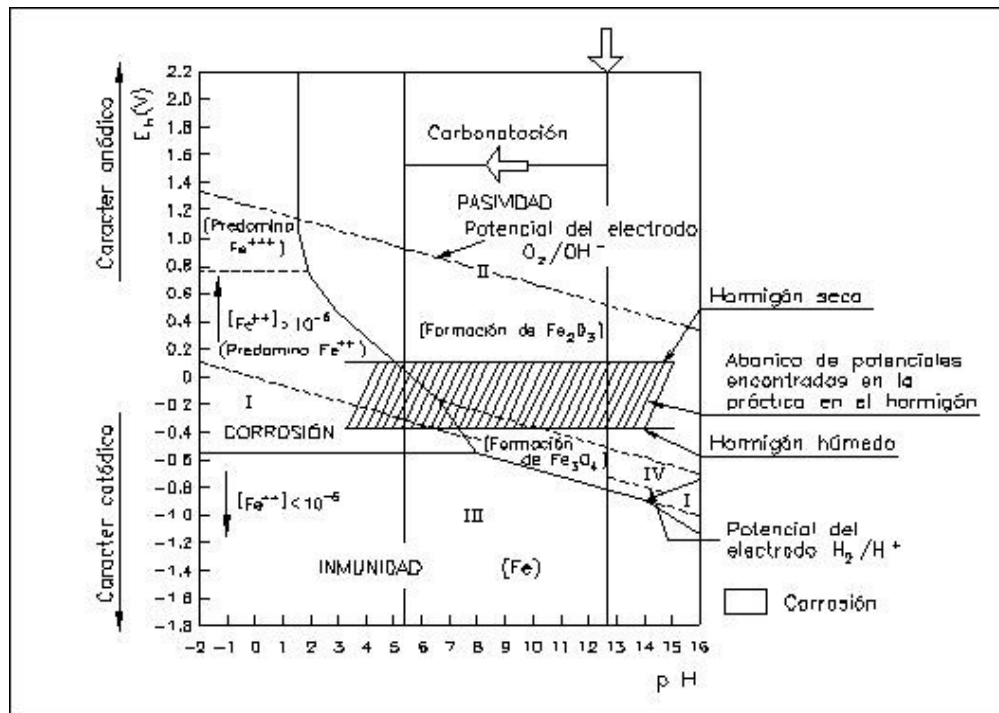


Figura 1.5.- Diagrama Pourbaix hierro-agua y condiciones reales del acero embebido en hormigón

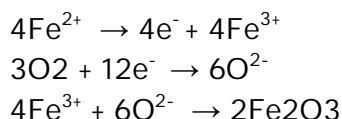
- Las líneas verticales representan reacciones químicas en las que intervienen iones  $H^+$  u  $OH^-$ .
- Las líneas inclinadas representan reacciones electroquímicas en las que intervienen iones  $H^+$  u  $OH^-$ .
- Las líneas horizontales suponen reacciones electroquímicas en las que no intervienen iones  $H^+$  ni  $OH^-$ .

Por lo tanto, los diagramas de Pourbaix establecen para cada metal las condiciones de pH y de potencial en las que el metal se corroe, se pasiva o permanece inmune. El estado definido como de "pasividad" supone que el metal se cubre de una capa de óxidos, transparente, imperceptible y que actúa de barrera impidiendo la posterior oxidación. El metal posee la apariencia de mantenerse inalterado. En cambio, el estado de inmunidad supone que el metal no se corroe al no darse las condiciones termodinámicas para ello. Es el estado en el que se sitúan los metales sometidos a protección catódica.

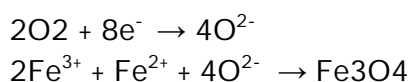
Para el caso del acero, la zonificación del diagrama de Pourbaix se describe a continuación:

- Zona II, de pasividad del acero. La protección de que éste goza puede ser eliminada por la existencia de cloruros, que, al destruir la capa de pasivación, originan la corrosión localizada por picaduras.
- Zona I, de corrosión generalizada, generalmente por carbonatación.
- Zona III, de inmunidad (Fe que no pasa a estado iónico).
- Zona IV, de pasividad, por formación de  $Fe_3O_4$  y  $Fe_2O_3$ .

En condiciones normales, el acero embebido en el hormigón se encuentra amparado por una doble protección: física (el espesor del recubrimiento de hormigón) y química (el pH alcalino del hormigón, con valores habituales de 12-14, que sitúa al acero en la zona de pasividad del diagrama de Pourbaix, en la que se forma en la superficie del acero una capa protectora de óxido  $\text{Fe}_2\text{O}_3$  de espesor muy pequeño, que impide toda corrosión ulterior). Las reacciones de formación de esta capa protectora de óxido son:



Sin embargo, la capa pasiva está formada no sólo de  $\text{Fe}_2\text{O}_3$ , sino que es una mezcla de  $\text{Fe}_2\text{O}_3$  y  $\text{Fe}_3\text{O}_4$  entremezclados con hidratos del cemento, aunque el  $\text{Fe}_3\text{O}_4$  no es un óxido pasivo, ya que su porosidad es muy elevada comparada con la del  $\text{Fe}_2\text{O}_3$ . La formación del  $\text{Fe}_3\text{O}_4$  es como sigue:



Las líneas de isoconcentración de cloruros indican de forma aproximada la concentración de iones cloruro necesario para destruir la capa pasiva. Una vez que se genera una picadura, el pH se reduce dentro de la picadura y se produce una corrosión activa por picadura localmente en la zona de  $\text{Fe}^{2+}/\text{Fe}^{3+}$ . Además el potencial de no corrosión del acero está controlado por la disponibilidad de oxígeno en el hormigón a la profundidad de la armadura. En un hormigón sumergido, hay poca disponibilidad de oxígeno y por lo tanto el potencial del acero cae a la zona de alta resistencia a la corrosión por cloruros (Figura 1.6).

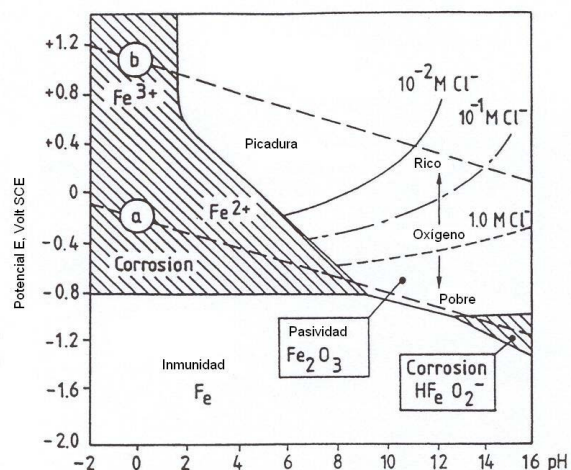
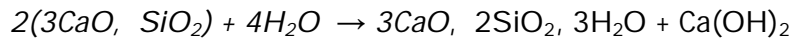
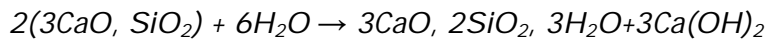


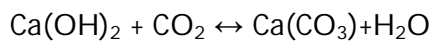
Figura 1.6. - Diagrama potencial-pH para el acero en solución acuosa

A pesar de la valiosa información que proporciona el diagrama de Pourbaix, en él no se considera la cinética de las posibles reacciones, por lo que no es posible predecir si una reacción concreta se producirá en una cuantía suficiente en la práctica. Además, se supone que se conoce la composición de la solución acuosa alrededor de la superficie de corrosión, lo que es complicado en los casos reales de corrosión, donde se pueden desarrollar gradientes de concentración.

El carácter alcalino del hormigón proviene fundamentalmente de los álcalis  $\text{Na}^+$ ,  $\text{K}^+$  y de uno de los componentes fundamentales del hormigón hidratado que es la portlandita ( $\text{Ca}(\text{OH})_2$ ) que se forma como producto directo de las reacciones de hidratación en el cemento.

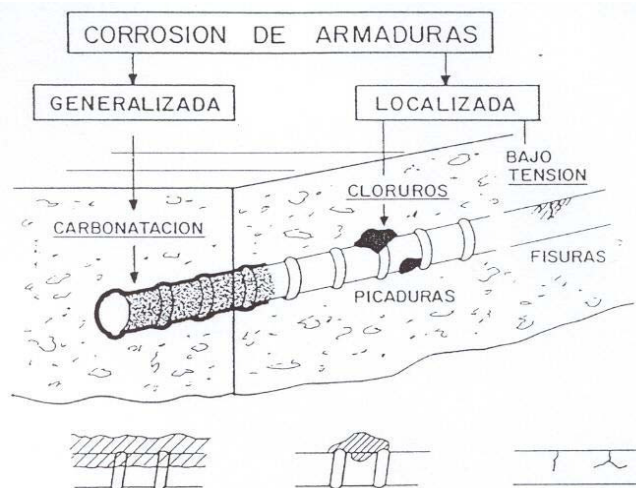


La fase líquida de los poros tiene pues una elevada concentración de iones OH y una elevada alcalinidad, Sin embargo la penetración del CO<sub>2</sub> de la atmósfera en el hormigón hace que el hidróxido cálcico reaccione para dar carbonato cálcico que termina precipitando en el interior del hormigón según:



Así, el hormigón pasa a tener valores de pH en torno a 8 - 9, cercanos a los valores neutros, en los que la armadura deja de estar pasiva y se produce una corrosión generalizada en la zona en la que el pH ha decrecido.

Otro tipo de corrosión que puede aparecer en los metales, no sólo en el hormigón, es la corrosión bajo tensión. Este tipo de corrosión se da en armaduras sometidas a elevada tensión, armaduras activas. Los fenómenos que rigen la corrosión bajo tensión son aún en su mayor parte desconocidos, aunque las etapas del problema están claras. Las pequeñas impurezas superficiales de los cables junto con la acción localizada de los agresivos pueden inducir una pequeña microfisura, esta fase se conoce como fase de nucleación. Estas microfisuras pueden llegar a crecer a una velocidad considerablemente grande y que no puede ser explicada por fenómenos electroquímicos. La teoría que mejor parece cuantificar esta fase es la basada en la *movilidad superficial* debida a Galvele. La fisura se propaga hasta un valor en el que la tenacidad del material es superada y se produce una rotura frágil del acero.



La figura 1.7 muestra los tres tipos de corrosión que se pueden presentar en el hormigón

### 1.2.3.- 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 (RI LEM-FIP-IABSE, 1966):

1) La resistencia a rotura es menor que la normal y refleja directamente la pérdida de la ductilidad causada por el hidrógeno.

2) Las fracturas se pueden presentar en un amplio intervalo de tensiones, con poca dependencia del tiempo.

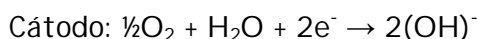
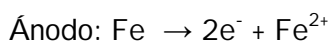
3) Hay un esfuerzo crítico debajo del cual no ocurren fallas.

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).

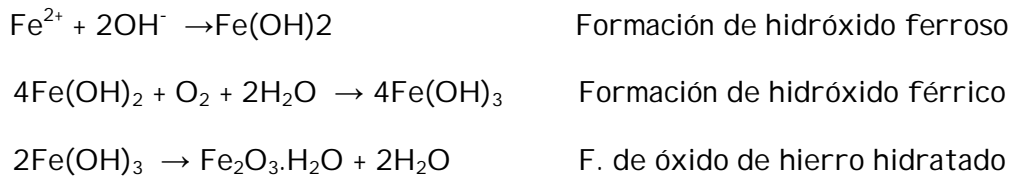
En general, el alambre estirado en frío tiene una menor tendencia a la corrosión bajo esfuerzo y a la fragilización por hidrógeno que los alambres templados y revenidos, para iguales resistencias a tracción.

#### 1.2.4.- PROCESO DE LA CORROSIÓN.

En la corrosión del acero dentro del hormigón, el proceso anódico no puede producirse hasta que la capa protectora del acero se elimina en un ambiente ácido (por ejemplo, por carbonatación del hormigón) o se hace permeable por la acción de los iones  $\text{Cl}^-$ . El proceso catódico no se produce hasta que en la superficie del acero se dispone de una cantidad suficiente de oxígeno y agua. Las reacciones son:



Inicialmente se produce hidróxido ferroso de color verdoso y, con mayor grado de oxidación, óxido ferroso-férrico, de color negro, e hidróxido férrico, rojizo. En ausencia de suficiente oxígeno, no se forma óxido expansivo ya que no se puede desarrollar la formación de hidróxido férrico. Las reacciones son:



La transformación del hierro metálico en óxido ( $\text{FeO} \cdot (\text{H}_2\text{O})_x$ ) viene acompañada de un incremento de volumen que puede llegar a ser del 600% del tamaño original del metal, lo que se considera la principal causa de la expansión y fisuración del hormigón.

Las diferencias de potencial electroquímico son el origen de que unas regiones actúan anódicamente frente a otras que lo hacen catódicamente. El conocimiento del potencial de electrodo permite, por tanto, interpretar los mecanismos de la corrosión electroquímica.

El potencial del electrodo anódico,  $E_A$ , se puede expresar mediante la ecuación de Nernst así:

$$E_A = E_A^0 + \frac{R_c \cdot T}{n \cdot F} \cdot \ln \frac{Fe^{2+}}{Fe}$$

Donde:

$E_A^0$  Es el potencial del electrodo estándar del acero en el ánodo

$R_c$  Es la constante de los gases

$F$  Es la constante de Faraday (96.500 culombios por mol de electrones o Amperio-segundo)

$T$  Es la temperatura absoluta

"n" Es el número de electrones que intervienen en la reacción.

Sustituyendo  $E_A^0 = -0,44$  V;  $R_c = 8,314$  J/°K;  $F = 96.487$  C;  $T = 25$  °C;  $n = 2$ ;  $[Fe] = 1$  (la actividad de una molécula de hierro en la barra de acero), y adaptando las unidades, la anterior ecuación quedaría así:

$$E_A = -0.44 + 0.0296 \cdot \log[Fe^{2+}] \text{ (en V)}$$

Donde  $[Fe^{2+}]$  es la concentración de  $Fe^{2+}$  en moles por litro de electrolito.



El potencial del electrodo catódico,  $E_c$ , se puede expresar mediante la ecuación de Nernst así:

$$E_c = E_c^0 + \frac{R_c \cdot T}{n \cdot F} \cdot \ln \frac{(O_2) \cdot (H_2O)^2}{(OH^-)^4}$$

Sustituyendo  $E_c^0 = -0,401 \text{ V}$ ;  $R_c = 8,314 \text{ J/}^\circ\text{K}$ ;  $F = 96.487 \text{ C}$ ;  $T = 25 \text{ }^\circ\text{C}$ ;  $n = 4$ ;  $\log[OH^-] = \text{pH} - 14$ , la anterior ecuación quedaría así:

$$E_c = 1,229 + 0,0148 \cdot \log[O_2] - 0,0591 \cdot \text{pH} \text{ (en V)}$$

Donde  $[O_2]$  es la concentración de oxígeno en términos de molaridad.

La fuerza electromotriz,  $\text{emf}(e)$ , de la pila de corrosión de la armadura se puede obtener como (en V):

$$e = E_c - E_A = 1,669 + 0,0148 \cdot \log[O_2] - 0,0591 \cdot \text{pH} - 0,0296 \cdot \log[Fe^{2+}]$$

La fuerza electromotriz lleva la corriente de corrosión del ánodo al cátodo a través del electrolito; por lo tanto, la velocidad de corrosión está influida por los siguientes factores:

- El pH del electrolito en el hormigón, que se ve afectado fundamentalmente por la carbonatación.
- La disponibilidad de oxígeno y agua capilar.
- La concentración de  $Fe^{2+}$  en el hormigón junto a la armadura

La velocidad de corrosión de un acero en estado pasivo embebido en hormigón es de  $0,1 \mu\text{m/año}$ ; al despasivarse, el acero se corroerá a una velocidad de al menos tres órdenes de magnitud mayor.

En la superficie del acero, las áreas que actúan como ánodo y como cátodo pueden estar muy próximas (micropilas de corrosión), a distancias medianas (macropilas de corrosión), e incluso a distancias relativamente grandes. En consecuencia, si el hormigón está suficientemente húmedo para garantizar la conexión electrolítica, la corrosión puede ocurrir incluso en áreas de la estructura donde sea difícil el acceso directo del oxígeno a la superficie de la armadura.

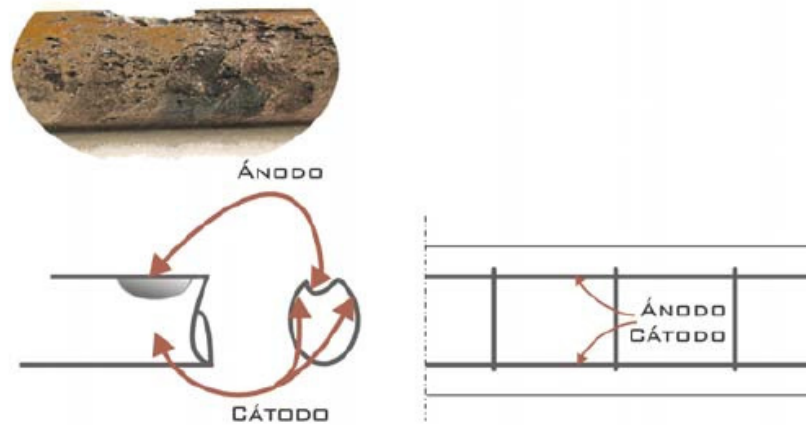
A la corrosión propia de las micropilas (debidas a un ataque por cloruros, por ejemplo), se puede sumar la acción de la macropila, incrementando la velocidad de corrosión. Aunque hace algún tiempo se pensaba que la acción de estas macropilas podía ser muy importante e incluso podían actuar a metros de distancia, ahora se ha constatado que esto no es posible, y que la corrosión se sustenta por la acción de las micropilas, a las que puede sumarse la acción de las macropilas en un radio limitado (algunos decímetros), en el que es fundamental identificar la existencia de un electrolito continuo entre el cátodo y el ánodo.

La macropila de corrosión puede aparecer cuando la barra que se está corroyendo activamente está acoplada a otra barra que es pasiva, debido a su diferente composición o ambiente. Mientras que la corriente de la macropila de corrosión se puede medir directamente, no es así para la micropila de corrosión y, por lo tanto, muchos investigadores deciden despreciar el componente de la micropila. En un hormigón con cemento portland normal con una resistencia eléctrica (iónica) relativamente baja, los componentes de la macropila y de la micropila de corrosión son del mismo orden de magnitud, y se pueden sumar entre sí para obtener la velocidad total de corrosión en la barra de corrosión activa; en este caso, la velocidad total de corrosión era aproximadamente tres veces la de la velocidad de corrosión de la macropila. Por el contrario, la macropila de corrosión en hormigón de alta resistencia es despreciable, y la corrosión se limita a las micropilas debido a la resistencia iónica del hormigón.

En pilares y columnas situadas en agua de mar, la parte de hormigón situada bajo el nivel del mar está saturada con agua, mientras que las zonas situadas en lo alto de la columna permanecen relativamente secas. Justo por encima de la zona de mareas, hay una acumulación de iones cloro, procedente de la evaporación del agua de mar. La experiencia muestra un daño por corrosión severa y temprana en esta zona. Se ha comprobado que se desarrolla un esquema de corrosión por macropila, con una reacción catódica fundamentalmente en las áreas pasivas situadas por encima del agua y procesos anódicos en las zonas con acumulación de iones cloro.

En un Hormigón de Altas Prestaciones, debido a su mayor resistencia al flujo iónico, las diferencias entre micropilas y macropilas de corrosión es más significativa que en un hormigón fabricado con cemento ordinario (OPC). De hecho, en este tipo de hormigones, la formación de macropilas es despreciable debido a la elevada resistencia iónica del hormigón y el mecanismo de corrosión queda limitado a micropilas. Esta ausencia de macropilas y la limitación de los efectos galvánicos para el acero embebido en HAP, puede ser añadida a las ventajas y atributos de estos hormigones además de su alta resistencia a compresión y mayor oposición al ingreso de cloruros por difusión. (C.M. Hansson, 2006).

Si el hormigón está fisurado, se forman primero macropilas de corrosión alrededor de la armadura en la región fisurada, mientras que la corrosión por formación de micropilas es muy lenta en esta primera etapa de exposición, pero se incrementa gradualmente superando la magnitud de las micropilas de corrosión. Por lo tanto, en un hormigón fisurado, y sometido a ambiente marino, se puede considerar que la formación de macropilas es el proceso predominante al principio de la exposición, y en períodos avanzados se desarrollan micropilas. A menudo se ha aplicado una pasta de cemento de recubrimiento a las armaduras previamente a ser embebidas en hormigón, y ha resultado ser un método efectivo en el control de la corrosión en la región de la fisura.(T.U. Mohammed, H. Hamada 2006)



La figura 1.8 Desarrollo de micropilas y macropilas

### 1.3.- CAUSAS DE LA DESPROTECCIÓN.

La corrosión tiene un período de iniciación, en el que se produce la desprotección del acero, y un período de propagación, en el que se produce la corrosión del acero (Modelo de Tuutti). El concepto de durabilidad del hormigón armado se fundamenta en evitar que se alcance al periodo de propagación durante la vida de servicio de la estructura, poniendo los medios necesarios para dilatar lo máximo posible el periodo de iniciación.

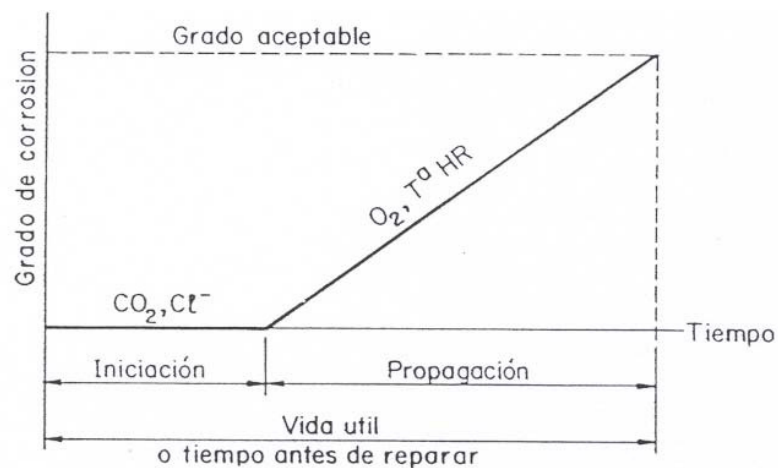
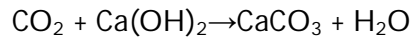


Figura 1.9 Modelo de Tuutti

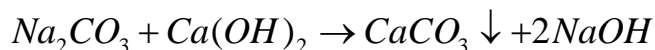
La protección del acero se puede perder:

1.- Por pérdida de la alcalinidad del hormigón. Esto ocurre cuando el hormigón, por acción del  $\text{CO}_2$  del aire, se carbonata, según la reacción:



El consumo de hidróxido cálcico provoca una reducción del pH hasta valores no superiores a 9, lo que sitúa al acero fuera de la zona de pasividad, y dentro de la zona I, de corrosión, del diagrama de Pourbaix. Un efecto semejante se produce si los álcalis son arrastrados por el agua (lixiviación), lo que puede ocurrir en puntos concretos (por ejemplo, juntas) en hormigones de baja calidad.

En este proceso, el cemento hidratado reacciona con las soluciones acuosas formadas por los gases atmosféricos ácidos (el dióxido de azufre y el dióxido de carbono), en condiciones de humedad. Las soluciones acuosas de dióxido de azufre tenderán a disolver la superficie de hormigón, pero suelen representar sólo un problema superficial. Sin embargo, el dióxido de carbono penetra en el hormigón por difusión y, en presencia de humedad, reacciona con el cemento para formar carbonato cálcico, lo que elimina los iones hidroxilo de la solución de los poros, reduciendo así el pH del hormigón. La transformación de los componentes alcalinos en presencia de agua es:



La carbonatación penetra hacia el interior del hormigón a una velocidad que sigue una ley del tipo:  $d = k \cdot t^n$ , donde:

- d profundidad de carbonatación (en mm).
- k coeficiente de carbonatación.
- t tiempo (en años).
- n exponente inferior a 1, que a menudo se toma como 0,5.

El valor del coeficiente de carbonatación se puede obtener mediante el modelo experimental de Häkkinen (1993), adoptada por EHE-08

$$k = C_{env} \cdot C_{air} \cdot a \cdot f_{cm}^b,$$

Siendo:

- $C_{env}$  es el coeficiente ambiental.
- $C_{air}$  es el coeficiente en función del contenido de aire.
- $f_{cm} = f_{ck} + 8$  es la resistencia media (N/mm<sup>2</sup>).
- a,b son parámetros dependientes del tipo de conglomerante.

La carbonatación penetra en el hormigón como un frente procedente de las superficies expuestas a la atmósfera, pero no es perjudicial para la integridad del hormigón hasta que llega a la armadura. En ese momento, el pH cae por debajo de 9 ó 10, con lo que se pierde la pasivación de la armadura y el acero puede corroerse si hay suficiente cantidad de agua y oxígeno.

La velocidad de carbonatación depende de la permeabilidad del hormigón a la penetración del dióxido de carbono (que está muy influenciada por la relación agua/cemento), la humedad del hormigón y el contenido total de álcalis de los productos de la hidratación. Un hormigón denso y bien compactado y con un buen recubrimiento será muy resistente a la carbonatación.

La mayor velocidad de carbonatación se produce para una humedad relativa de entre el 60 y el 75%, ya que si es menor no hay suficiente agua, y si es mayor el agua contenida en los poros reduce la velocidad de difusión del dióxido de carbono en el hormigón. Otros factores que influyen en la velocidad de carbonatación son el tipo de cemento (con o sin adiciones), el contenido de cemento y la porosidad del árido.

A menudo ocurre que, aunque el frente de carbonatación haya llegado hasta la armadura, apenas se produzca corrosión; se debe a que la carbonatación avanza más rápidamente para valores intermedios de la humedad, mientras que la corrosión del acero cuando no hay cloruros sólo es significativa si la humedad relativa del hormigón supera el 80%.

A partir de resultados experimentales obtenidos y de las predicciones de penetración de cloruros y de carbonatación a largo plazo, algunos autores indican que, en hormigones de calidad media o alta, la velocidad de carbonatación es mucho menor que la de penetración de cloruros en cualquier zona de exposición de un ambiente marino. Dado que para proteger a las estructuras del efecto de los cloruros es necesario emplear hormigones de alta calidad y un adecuado recubrimiento de las armaduras, el mecanismo de la carbonatación apenas tendrá importancia en un ambiente marino.

2.- Por destrucción de la capa de pasivación, efecto que causan los halógenos (y, entre ellos, los cloruros). Para que se produzca el proceso anódico es necesario que se destruya la capa pasiva; sin embargo, el proceso catódico puede ocurrir incluso si la capa pasiva está intacta. En el caso de corrosión por cloruros, se da la llamada corrosión por picaduras, debido a que la pasivación se pierde solamente en pequeñas áreas de la superficie, produciéndose una reducción local importante de la sección de la armadura. Además, los iones cloruro actúan como un catalizador dentro de la picadura y aceleran la corrosión del hierro en la picadura anódicamente activa

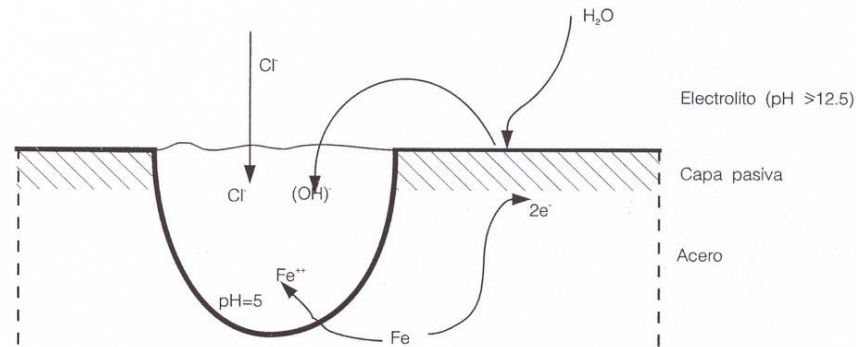
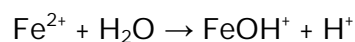


Figura 1.10 Destrucción de la capa pasiva

### 1.3.1.- ACCIÓN DE LOS CLORUROS.

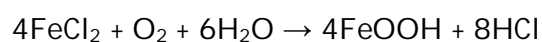
Los cloruros de la solución de los poros del hormigón pueden provocar roturas localizadas en puntos debilitados de la capa protectora del acero. El ión  $\text{Cl}^-$  penetra en la película de óxido, a través de los poros u otros defectos, con mayor facilidad que otros iones, como por ejemplo el  $\text{SO}_4^{2-}$ , o puede dispersar en forma coloidal la película de óxido e incrementar su permeabilidad. Se forman así diminutos ánodos de metal activo rodeados por grandes áreas catódicas de metal pasivo.

Así pues, el ataque por cloruros comienza con la picadura en los puntos débiles de la interfase acero-hormigón. Un punto débil se puede generar debido a una caída local del pH, a un hueco de aire por mala compactación, a una fisura del hormigón o a un defecto de la superficie del acero. La formación de ánodos locales en los puntos débiles crea diferencias de potencial que atraen cloruros. Al eliminar oxígeno en el comienzo de la picadura, la superficie de acero situada bajo los productos sólidos de la corrosión se acidifica, según la siguiente ecuación:



Varios mecanismos podrían contribuir al efecto catalítico de los iones cloruro. Los iones cloruro forman complejos solubles con los iones hierro, lo que favorece la disolución del óxido de hierro. La formación de complejos de cloro podría consumir los iones de hierro libres presentes en la solución, y cambiar el equilibrio de las ecuaciones de formación de la capa pasiva, provocando la disolución del óxido de hierro. La presencia de iones cloruro además aumenta la solubilidad de la capa pasiva, lo que acelera su disolución.

El efecto catalítico de los cloruros es mayor en el hormigón con presencia de oxígeno, debido a la descomposición de los complejos de cloro al difundirse de la picadura de corrosión pobre en oxígeno al hormigón rico en oxígeno. Los complejos de cloro no son estables en presencia de oxígeno, según se describe en la siguiente ecuación:



El resultado es una acidificación mayor y una liberación de iones cloruro. Ambos efectos aceleran la corrosión. Se han detectado valores del pH de 1,0 en las picaduras; en semejante pH, la disolución ácida del acero puede ser mucho más rápida que la corrosión electroquímica. Esta característica es lo que diferencia la corrosión localizada de la galvánica: la corrosión se acelera en la picadura o en la hendidura al producirse ésta.

Incluso en algunos casos, el nivel de cloruros no es lo suficientemente elevado como para provocar la corrosión por picaduras de la armadura, pero sí como para iniciar la corrosión por hendidura en la interfase entre barra y hormigón; el mecanismo de esta corrosión podría seguir debiéndose a la disolución, la acidificación local por la hidrólisis de los iones hierro y los procesos de acumulación de cloruros

Los iones hidroxilo actúan en contra de este proceso reparando la capa dañada, pero la rotura de la capa es irreversible para una determinada relación cloruro/hidroxilo crítica, y entonces se produce la corrosión por picadura. La corrosión en las picaduras (ánodos) se produce electrolíticamente por reacciones catódicas en el área adyacente de acero sin corroer (cátodo). Como normalmente el área catódica es mayor que la anódica, la corrosión en las picaduras es intensa.

### 1.3.2.- TIPOS DE CLORUROS Y PROCEDENCIA.

Los cloruros pueden estar en el hormigón (BRE CENTRE FOR CONCRETE CONSTRUCTION. (2000):

- Combinados: unidos química o físicamente a los minerales del cemento o a los productos de hidratación (por ejemplo, sal de Friedel:  $3\text{CaO}\cdot\text{Al}_2\text{O}_3\cdot\text{CaCl}_2\cdot 10\text{H}_2\text{O}$ ). Se considera que los cementos con un bajo contenido en aluminato tricálcico tienen menor capacidad para fijar cloruros.
- Libres: en la solución de los poros del hormigón.

Algunos autores (SONG, G. y SHAYAN, A.) (1998). señalan que el 40-50% de los cloruros totales está combinado. Según otros estudios experimentales, (MOHAMMED, T.U. y HAMADA, H.) (2003), los cloruros libres suponen entre un 67% y un 90% de los cloruros totales, en función del tipo de cemento empleado (cemento de aluminato cálcico y cemento con escorias de tipo B, respectivamente).

Fischer (referenciado por Bermúdez Odriozola) considera que la relación de equilibrio entre cloruros libres y combinados es una isoterma de adsorción lineal. Otros autores creen que la relación es más complicada. Esta relación se ve afectada por el tipo de cemento, el grado de hidratación, la cantidad de solución de los poros y los demás iones que haya en la solución de los poros. Cuanto mayor sea el contenido en aluminato tricálcico, más iones cloro son fijados. Cuanto mayor es la concentración de hidróxido, menos cloruros se encuentran en la solución de los poros. La cantidad de cloruros combinados disminuye al aumentar la temperatura. También afecta a la capacidad de fijar cloruros del hormigón la temperatura de curado, la duración del curado y la alcalinidad inicial. Para el mismo contenido de sulfatos, las pastas de cemento que contienen sulfato de calcio tienen una

---

mayor capacidad de fijar cloruros que las que contienen sulfato de sodio (debido a que tienen un efecto diferente sobre la concentración de iones  $\text{OH}^-$  en la solución; el sulfato de sodio aumenta la alcalinidad de la solución, mientras que el de calcio la disminuye; por lo tanto, el sulfato de sodio no afecta a la relación  $\text{Cl}^-/\text{OH}^-$ , mientras que el de calcio la aumenta significativamente). Los cloruros fijados en el hormigón aumentan al incrementar el contenido de cemento y la relación agua/cemento (MANGAT, P.S. y MOLLOY, B.T. (1995).

En cuanto a la influencia del empleo de adiciones sobre la capacidad de fijación de cloruros del hormigón, (MANGAT, P.S. y MOLLOY, B.T. (1995), ha comprobado experimentalmente que:

- El contenido de cloruros fijados junto a la superficie del hormigón no se ve afectado por la incorporación de cenizas o escorias. A mayores profundidades, el empleo de cenizas o escorias sustituyendo al cemento supone una reducción del contenido de cloruros fijados.
- La sustitución de cemento por humo de sílice supone una fuerte reducción de la capacidad de fijación de cloruros.
- Para bajas concentraciones de cloruros totales (menor que 0,4%) procedentes del exterior del hormigón, la concentración de cloruros en el fluido de los poros es despreciable y, por lo tanto, no supone un riesgo para la corrosión de las armaduras. Para concentraciones superiores de cloruros, existe una relación lineal entre los cloruros totales y los libres, tanto para hormigones normales como para los que contienen cenizas o escorias (relación 1:1).

Sólo resultan peligrosos los cloruros que quedan disueltos en la fase acuosa de los poros. De todas formas, las normativas se refieren al límite de cloruros "totales", porque los cloruros combinados pueden volver a la disolución por efecto de procesos como la carbonatación, (ANDRADE, C., ALONSO, C., SARRIÁ, J. y CASTELLOTE, M. (1998), ya que si se eliminan algunos cloruros libres, la solución de los poros del hormigón tenderá a reponerlos a partir de los cloruros combinados, para mantener el equilibrio.

De acuerdo con lo indicado en el anterior apartado, en el hormigón armado hay que limitar el contenido de cloruros, de modo que sea mínimo el contenido de cloruros libres. Entre las fuentes de cloruros en el hormigón fresco se encuentran los aditivos, algunos áridos y el cemento. En la Instrucción EHE-08, se limita el contenido de iones cloruro para cada uno de los materiales componentes y además el contenido total de cloruros en el hormigón **0,3% del peso del cemento para el hormigón pretensado y 0,6% para el hormigón armado.**

También los cloruros del ambiente pueden penetrar en el hormigón endurecido. Una gran parte de ellos permanecerán como cloruros libres en el agua de los poros, siendo por lo tanto muy agresivos. Las principales fuentes son las sales fundentes, el agua de mar y el ambiente marino en general. En algunos lugares puede ser un problema el agua subterránea salina y las sales llevadas por el aire.



Cuando los cloruros están presentes en la fabricación del hormigón, algunos se combinarán químicamente con la pasta de cemento, sobre todo con los aluminatos. Estos cloruros presentes en la mezcla inicial tienden a distribuirse uniformemente, por lo que no se crean pilas de concentración. Por el contrario, cuando los cloruros penetran desde el exterior, no se presentan contenidos uniformes de cloruros alrededor de las armaduras, debido a diferencias en la concentración de cloruros en la superficie del hormigón, diferencias locales de permeabilidad y variaciones en el espesor de recubrimiento, incluyendo la distancia entre la parrilla superior e inferior de la armadura. Todos estos factores promueven diferencias en los contenidos de oxígeno, humedad y cloruros en el entorno de las barras de la armadura. Por lo tanto, cuando los cloruros penetran desde el exterior, parte de la armadura está en contacto con un hormigón contaminado por cloruros y otra parte lo está con un hormigón sin cloruros. Esta diferencia en la concentración de cloruros dentro del hormigón crea pilas macroscópicas de corrosión.

Incluso cuando se impide la penetración de más cloruros desde el exterior, puede continuar durante años el proceso de transporte de iones cloruro desde zonas de alta concentración a las de baja. El peligro de corrosión también puede ser modificado por la carbonatación del hormigón, que puede provocar la descomposición de las sales hidratadas de cloruro, liberando más iones cloruro, sin cambiar el contenido total de cloruros del hormigón.

En este sentido, algunos de los autores mencionados, indican que los cloruros combinados con los productos de la hidratación del cemento se liberan rápidamente en cuanto el pH de la disolución de los poros del hormigón baja de 12,5. En el trabajo experimental realizado por los autores Glass, GK et al (2000); menos del 2% de los cloruros solubles en ácido permanecieron combinados al caer el pH hasta 11,5. Por lo tanto, en teoría los cloruros combinados supondrían un riesgo de corrosión muy similar al de los cloruros libres. La consecuencia práctica es que, mientras que la fijación de los cloruros retarda la penetración de cloruros, también sirve para aumentar el contenido de cloruros, lo que puede suponer un incremento del riesgo de corrosión en determinadas condiciones.

### 1.3.3.- CONCENTRACIÓN SUPERFICIAL DE CLORUROS.

Según, ZHANG, T. y GJORV, O.E. (2005), la difusión efectiva de cloruros se puede describir mediante una función de la raíz cúbica de la concentración de cloruros en el agua salina:

$$D_c = D_0 - a_1(c-0,001)^{1/3} + a_2(c-0,001)^m;$$

Donde  $D_c$  es la difusión efectiva de cloruros en el hormigón dependiente de la concentración;  $D_0$  es la difusión intrínseca ( $D_0 \approx D_c=0,001M$ );  $c$  es la concentración de cloruros en el agua salina ( $\text{mol} \cdot \text{L}^{-1}$ );  $a_1$ ,  $a_2$  y  $m$  son parámetros experimentales.

Para un mismo tipo de cemento, los parámetros experimentales dependen fundamentalmente de la relación agua/cemento, por lo que esta ecuación se puede simplificar:

$$D_0 = D_c + b_c$$

Donde:

$D_c$  Es la difusión de cloruros medida para una concentración  $c$ , y  $b_c$  es el factor de corrección para las interacciones dependientes de la concentración en el hormigón, cuyos valores (en  $m^2s^{-1} \cdot 10^{-12}$ ) se muestran en la siguiente tabla 1.2:

a/c	Concentración de cloruros generatriz ( $mol \cdot L^{-1}$ )					
	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	1.0
0.40	17.3	18.8	19.6	20.0	20.2	20.3
0.50	20.0	21.9	22.8	23.4	23.7	24.2
0.60	34.9	38.1	39.7	40.6	41.2	41.7

Tabla 1.2 factor de correlación  $b_c$

Según algunos autores (Cramer, S., et al), los valores normales del contenido de cloruros en la superficie se sitúan entre 1,2 y 8,2  $kg/m^3$ , aunque otros (Shafiq, n. (2004) recomiendan los siguientes valores para usar en proyecto: para un ambiente marino severo,  $C_s = 17,8 kg/m^3$ ; para exposición a una atmósfera salina,  $C_s = 15 kg/m^3$ ; estos valores además dependen del tiempo, por lo que si se adopta un valor constante, se obtiene un resultado bastante conservador en cuanto a la durabilidad de la estructura.

Se podría considerar que para la zona situada entre la marea baja y 1,8 m por encima de la marea alta, el valor de la concentración de cloruros en superficie de 18  $kg/m^3$ , sin que este valor dependa demasiado del contenido de sales del agua de mar circundante. En esa misma zona, el valor medio estimado del coeficiente de difusión de cloruros ( $D$ ) varía entre 0,16 y  $2 \times 10^{-8} cm^2/seg$ . Debido a la lixiviación y a la carbonatación superficial, la concentración de cloruros totales justo debajo de la superficie del hormigón es significativamente menor que en el interior, por lo que, de un modo conservador, los datos de contenido de cloruros en la primera rodaja no se tienen en cuenta para los cálculos.

El contenido de cloruros en superficie (expresado en % en peso de hormigón) varía en función del tipo de ambiente de exposición, EHE-08 indica:

Clase general de exposición	IIIa		IIIb	IIIc	IV
Distancia respecto a la costa	Hasta 500m	500m-5000m	Cualquiera		---
$C_s$ (%peso de hormigón)	0.14	0.07	0.72	0.50	0.50

Tabla 1.3 Concentración Superficial de cloruros EHE-08

Los iones cloruro penetran rápidamente en el hormigón por absorción del agua contaminada por cloruros. Lo contrario también puede ser válido, sin embargo, si la superficie exterior está sometida a ciclos de humedad (con agua limpia) y sequedad. El proceso de secado puede provocar que el agua de los poros, y tal vez los iones cloruro solubles en agua, vuelvan a la superficie (y a las fisuras), de donde pueden ser eliminados posteriormente por precipitación. El lavado de cloruros disminuye la concentración de cloruros en la superficie, y por lo tanto cambia el signo de la pendiente del gradiente de concentración. Si la primera ley de Fick sigue siendo válida, los iones cloruro se difunden hacia fuera del hormigón.

La mayoría de las aguas de mar presentan una composición química que se podría caracterizar por la presencia de un 3,5% de sales solubles en peso. Las mayores concentraciones iónicas son las del  $\text{Na}^+$  y del  $\text{Cl}^-$ , que son de 11.000 y 20.000 mg/litro, respectivamente. También hay cantidades significativas de  $\text{Mg}^{2+}$  y  $\text{SO}_4^{2-}$ , normalmente 1.400 y 2.700 mg/litro, respectivamente. El pH varía entre 7,5 y 8,494. A pesar de estos datos, el valor de  $C_s$  depende de las condiciones externas, especialmente de la orografía del terreno y el régimen de vientos predominantes en la zona, en el caso de ambientes próximos a la costa. Además,  $C_s$  varía con la edad del hormigón, alcanzando su valor máximo a los 10 años, por lo que su caracterización se hace necesaria para cada zona o región costera.

BAMFORTH, P., considera que el contenido de cloruros en superficie (expresado en % en peso de hormigón) varía en función del tipo de ambiente de exposición:

	OPC	Con adiciones
Zona de salpicaduras	0.75%	0.9%
Zona de rociado	0.5%	0.6%
Zona atmosférica	0.25%	0.3%

Tabla 1.4 Contenido de cloruros en superficie según BAMFORTH, P

#### 1.3.4.- CONCENTRACIÓN CRÍTICA DE CLORUROS.

El contenido crítico de cloruros es la cantidad de cloruros que provoca la corrosión activa del acero. Hasta ahora no se ha encontrado un valor único de este contenido crítico, debido a que varía en función de las características del hormigón (pH de la solución de los poros, contenido de humedad, temperatura, tipo de catión que acompaña al cloruro, contenido de  $\text{C}_3\text{A}$  y finura del cemento, adiciones, etc.) y del acero (composición, impurezas, desigualdades de la superficie, envejecimiento).

Todos estos parámetros influyen en la naturaleza de la capa pasiva, lo que determina el potencial eléctrico que presenta la armadura. Además, la naturaleza de la capa pasiva evoluciona con el tiempo, y por lo tanto también lo hace el potencial. Pourbaix confirmó que el acero situado en soluciones alcalinas que contengan iones cloruros puede sufrir corrosión localizada, por lo que para un pH y una concentración de cloruros determinada, se puede detectar un potencial (llamado potencial de picadura), por encima del cual el acero se corroe. (ALONSO et al (2002).

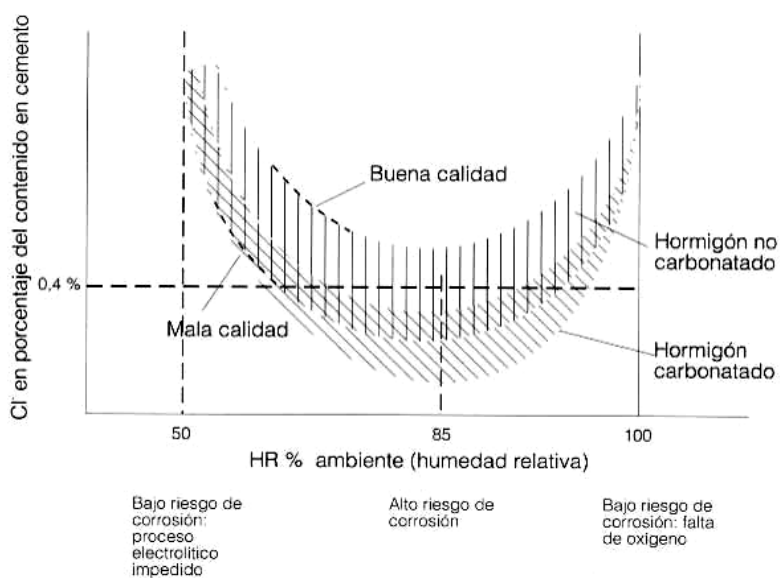


Figura 1.11 Variación del contenido crítico en cloruros según la humedad ambiente

Se ha intentado, (ALONSO et al (2002)), correlacionar el potencial eléctrico del electrodo con la concentración de ión cloro, para explicar la estabilidad de la capa pasiva en soluciones alcalinas. Así, por ejemplo, se han determinado valores de la relación  $\text{Cl}^-/\text{OH}^-$  entre 0,5 y 1,6 en una zona de potenciales entre -50 y -450 mV; también se ha concluido que cuando la relación  $\text{Cl}^-/\text{OH}^-$  es mayor o igual que 0,2, el acero se vuelve susceptible al ataque por picaduras para potenciales alrededor de -400 a -500 mV; o que existe una relación  $\text{Cl}^-/\text{OH}^-$  de despasivación de entre 2,5 y 8 para potenciales que varían entre -100 y -600 mV.

También la dependencia del contenido de cloruros respecto al potencial eléctrico se puede expresar como una función lineal con dos pendientes, situándose el punto de corte en  $-200 \text{ mV} \pm 50$ :

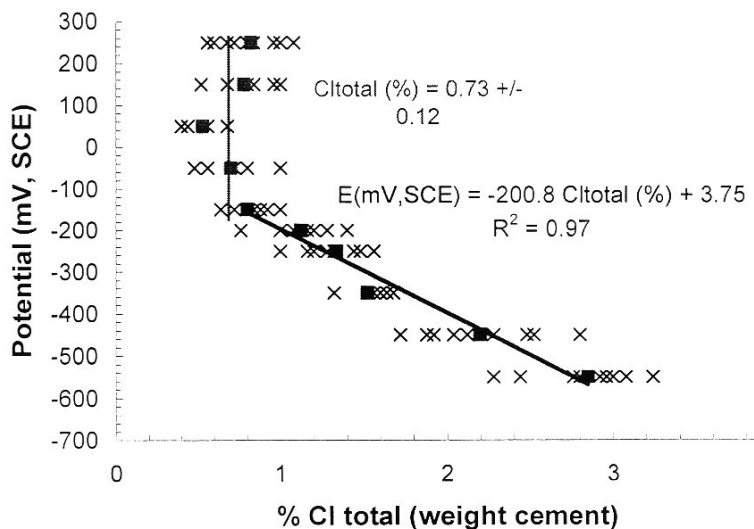


Figura 1.12 Contenido crítico de cloruros en función del potencial (ALONSO et al (2002)),

• Para potenciales más positivos que  $-200 \text{ mV}$ , los valores mínimos del contenido crítico de cloruros medio (confirmado para seis tipos de cemento e incluyendo un análisis estadístico de los resultados) son:

$$\% \text{Cl}_{\text{total}} = 0,73 \pm 0,025$$

$$\% \text{Cl}_{\text{libre}} = 0,50 \pm 0,03$$

$$\text{Cl}^-/\text{OH}^- = 1,76 \pm 0,3$$

• Para potenciales más negativos que  $-200 \text{ mV}$ , se produce un incremento continuo del contenido crítico de cloruros, dependiente del potencial de despasivación del acero, por lo que es necesario tener en cuenta el potencial del acero para calcular la vida útil, si se quiere determinar rigurosamente el periodo de iniciación de la corrosión. Las tres relaciones encontradas para un cemento portland normal con bajo contenido en C3A son:

$$E = -497 \cdot \log \% \text{Cl}_{\text{total}} - 223, r = 0,97$$

$$E = -615 \cdot \log \% \text{Cl}_{\text{libre}} - 264, r = 0,97$$

$$E = -465 \cdot \log \text{Cl}^-/\text{OH}^- - 24, r = 0,988$$

Sin embargo, el proceso global también se puede representar por una función tipo exponencial entre el potencial y el contenido crítico de cloruros, confirmada para un cemento portland normal con bajo contenido en C<sub>3</sub>A:

$$Y = a_0 \cdot \exp\left(\frac{-X}{a_1}\right) + a_2 \cdot \exp\left(\frac{-X}{a_3}\right)$$

En el proyecto DuraCrete se empleó la caracterización propuesta por Breit, basada en las inspecciones realizadas en puentes del Reino Unido; la distribución equivalente es una distribución uniforme de media 0,5% y desviación estándar 0,18. En esta misma línea se inscribe la siguiente propuesta, (BAMFORTH, P.), en la que se asocia el contenido de cloruros a un determinado riesgo de corrosión, entendiendo los siguientes valores como una simplificación, ya que el contenido crítico de cloruros varía con la relación agua/cemento (aumenta al reducirse la relación a/c) y con el tipo de exposición.

Contenido de cloruros	Riesgo de corrosión
<0.4%	Despreciable
0.4-1.0%	Posible
1.0-2.0%	Probable
>2.0%	Significativa

Tabla 1.5

También propone (IZQUIERDO), otra caracterización para el contenido crítico de cloruros en hormigones sin adiciones, basada en una simplificación de la propuesta de Frederiksen y los resultados del análisis estadístico sobre los ensayos de Alonso:

Exposición	Relación a/c	Media (% cemento)
Saturado (sumergido)	0.5	1.5
	0.4	2.0
	0.3	2.2
Otros	0.5	0.5
	0.4	0.6
	0.3	0.7

Tabla 1.6 Propuesta de D. Izquierdo, Concentración crítica

El contenido crítico de cloruros se suele expresar como contenido total de cloruros, tanto en peso de cemento como de hormigón, aunque se entiende que sólo los cloruros libres pueden despasivar el acero; también se expresa por medio de la relación Cl<sup>-</sup>/OH<sup>-</sup>. Se considera que hay corrosión activa cuando, en una pequeña zona expuesta, la velocidad de corrosión de la barra es superior a 0,1 µA/cm<sup>2</sup>.

Si el hormigón no está carbonatado, un 0,05% de ión Cl<sup>-</sup> con relación al peso del hormigón o un 0,4% de ión Cl<sup>-</sup> con relación al peso del cemento, es un buen criterio para establecer un riesgo de corrosión incipiente, aunque el valor crítico puede ser mucho más elevado, o más bajo, dependiendo de otras influencias (humedad relativa, empleo de cementos de baja

---

alcalinidad o con bajo contenido en aluminato cálcico; algunas fuentes deducen, a partir de ensayos realizados, que el contenido crítico de cloruros es aproximadamente 2 veces superior en el hormigón sumergido que en el situado en la zona de salpicaduras). En las estructuras pretensadas se recomienda un límite inferior, del orden de 0,025% de ión  $\text{Cl}^-$  respecto al peso de hormigón, o un 0,2% de ión  $\text{Cl}^-$  respecto al peso de cemento.

En principio, la Instrucción EHE-08, limita el contenido total de cloruros en el hormigón **0,3% del peso del cemento para el hormigón pretensado y 0,6% para el hormigón armado.**

*“En condiciones normales, puede adoptarse un valor del 0,6% del peso de cemento para la comprobación del Estado Límite en relación con la corrosión de las armaduras pasivas. En el caso de armaduras activas pretensas, puede adoptarse un valor límite de  $C_{th}$  de 0,3% del peso de cemento.”*

Los valores experimentales encontrados en la bibliografía, sobre concentración crítica de cloruros indican que en ausencia de iones cloruro en la solución, la capa protectora del acero es estable mientras el pH de la solución es superior a 11,5. Cuando hay iones cloruro, la capa protectora se destruye incluso a valores superiores, en función de la relación  $\text{Cl}^-/\text{OH}^-$ . Para relaciones molares de  $\text{Cl}^-/\text{OH}^-$  superiores a 0,6, el acero deja de estar protegido contra la corrosión (otras fuentes (ACI), indican que el valor máximo de la relación  $\text{Cl}^-/\text{OH}^-$  es de 0,29 para un pH de 12,6, y de 0,30 para un pH de 13,3). Para los hormigones normales, el contenido de cloruros necesario para iniciar la corrosión se sitúa entre 0,6 y 0,9 kg de  $\text{Cl}^-$  por  $\text{m}^3$  de hormigón (es decir, el 0,04% en peso de hormigón).

Los contenidos críticos de cloruros recogidos en la bibliografía varían entre 0,26 y 0,40, expresados como relación  $\text{Cl}^-/\text{OH}^-$  (donde  $\text{Cl}^-$  son los cloruros libres); y entre 0,17 y 2,2%, expresado como % $\text{Cl}^-_{\text{totales}}$  en peso de cemento. En la siguiente tabla se presenta el contenido crítico de cloruros (en peso de cemento) que provoca el inicio de la corrosión recogido por diferentes autores:

	Solubles en agua	Solubles en ácido
<b>ACI 201</b>	0.1 a 0.15*	-
<b>ACI 222</b>	-	0.2
<b>ACI 318</b>	0.15 a 0.3	0.2
<b>BS 8110</b>	-	0.4
<b>Normas Australianas</b>	-	0.6
<b>RILEM</b>	-	0.4
<b>Normas Noruegas</b>	-	0.6
<b>Hope e Ip</b>	-	0.1 a 0.2
<b>Everett y Treadaway</b>	-	0.4
<b>Thomas</b>	-	0.5
<b>Hussain, Al-Gahtani y Rasheeduzzafar</b> ‡	-	0.18 a 1.2
<b>Page y Havadah</b> 1	0.54	1.00
<b>Stratfull</b>	-	0.15

Tabla 1.7 Valores tomados de B. Odriozola

Otros autores indican que el contenido crítico de cloruros totales para iniciar la corrosión varía entre 0,45 y 0,97% en peso de cemento, en función del contenido de  $C_3A$ ; sin embargo, el contenido crítico de cloruros libres para iniciar la corrosión presenta valores aproximadamente constantes en torno al 0,1% en peso de cemento, lo que indicaría que los valores de cloruros libres son más fiables para establecer un valor límite de inicio de la corrosión.

Por otro lado, otros autores (Ferreira.), establecen contenidos críticos de cloruros (en % en peso de cemento) diferentes, en función de la relación a/c, del ambiente de exposición y del contenido de adiciones:

a/c	Tipo de ambiente	OPC	20% CV	5% HS	10% HS
0.3	Sumergido	2.2	1.4	1.6	1.2
	Carrera de mareas	1.0	0.5	0.6	0.4
	Sales fundentes	0.8	0.4	0.5	0.3
	Por encima de carrera de mareas	1.2	0.5	0.7	0.5
0.4	Sumergido	2.0	1.2	1.5	1.0
	Carrera de mareas	0.8	0.4	0.5	0.3
	Sales fundentes	0.6	0.3	0.4	0.2
	Por encima de carrea de mareas	1.0	0.4	0.5	0.3
0.5	Sumergido	1.5	0.7	1.0	0.6
	Carrera de mareas	0.6	0.3	0.4	0.2
	Sales fundentes	0.4	0.2	0.3	0.2
	Por encima de carrera de mareas	0.6	0.3	0.4	0.2

Tabla 1.8 Valores tomados de R.M. FERREIRA

Finalmente, el BRE establece un contenido crítico de cloruros de tipo probabilista, aunque reconoce que está basado en un número limitado de datos y que podría modificarse al aumentar la base experimental.

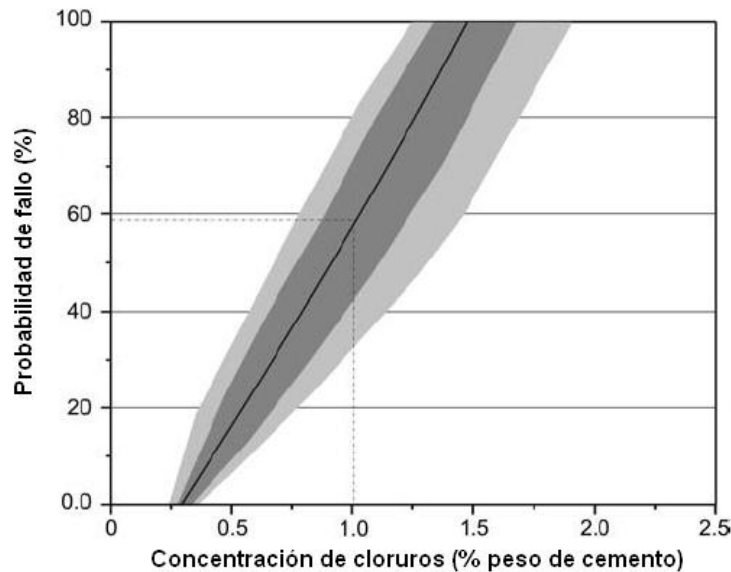


Figura 1.13 Riesgo de corrosión en función del contenido de cloruros

Por último, también se indica, por el BRE que, para diseñar hormigones, se puede tomar como contenido crítico de cloruros que provoca el inicio de la corrosión, el 0,4% (en peso de cemento), y como contenido crítico de cloruros que hay en el momento en que la corrosión se ha propagado lo suficiente como para iniciar la fisuración y desprendimiento del recubrimiento del hormigón, el 1,0% (en peso de cemento).

El rango tan amplio de valores del contenido crítico de cloruros se debe probablemente a que los materiales constituyentes, como el cemento y los áridos, son diferentes para los distintos investigadores, o a que algunos resultados proceden de aceros directamente expuestos a la atmósfera y no embebidos en hormigón, o al contenido inicial de cloruros en el hormigón.

Ensayos realizados por SANDBERG, P., indican que el contenido crítico de cloruros de un hormigón sin fisurar fabricado con cemento portland resistente a sulfatos, con una relación a/c de 0,3-0,5 y situado en la zona de salpicaduras, se sitúa en torno al 1,1-1,5% de cloruros totales en peso de cemento.

Decir, finalmente, ahora sí, que el contenido de cloruro tolerable para iniciar la corrosión disminuye al aumentar el contenido de cenizas volantes y esto podría eliminar en parte las ventajas de disminuir la difusión de cloruros en el hormigón con cenizas. Según THOMAS, M.D.A., esta disminución del valor del contenido crítico de cloruros en función del contenido de cenizas volantes varía del siguiente modo:

Contenido de cenizas volantes (%)	0	15	30	50
Contenido crítico de cloruros (%)	0.7	0.65	0.5	0.2

Tabla 1.9 Variación del Contenido crítico en función del contenido de cenizas volantes



#### 1.4.- FACTORES QUE INFLUYEN EN LA CORROSIÓN.

Dado que los procesos que afectan a la corrosión de las armaduras (penetración de CO<sub>2</sub>, cloruros y oxígeno) están más o menos controlados por procesos de difusión, el factor principal de protección es la calidad del hormigón del recubrimiento, tanto para hormigones fisurados como no fisurados. Esta calidad se define en términos de espesor y permeabilidad del recubrimiento de hormigón. Otro factor importante es el microclima en la superficie del hormigón.

##### 1.4.1.- RECUBRIMIENTO DEL HORMIGÓN.

Es el parámetro más importante de cara a la corrosión. Una buena calidad implica impermeabilidad y espesor adecuados. Se suelen emplear espesores de 25 a 50 mm.

Sin embargo, el espesor de recubrimiento influye sobre el valor de tolerancia de cloruros para anchuras de fisura hasta 0,4 mm. **Si las fisuras son mayores, aumentar el espesor de recubrimiento no sirve para nada.** (PETTERSSON, K)

Otras fuentes (RILEM), indican que el periodo de iniciación de la corrosión puede ser inferior a 5 años, para recubrimientos entre 2 y 4 cm y anchuras de fisura de entre 0,15 y 0,4 mm, por lo que, para hormigones armados normales, carece de interés a la hora de calcular la vida útil. Sin embargo, ensayos realizados muestran que la anchura de fisura no influye sobre la velocidad de corrosión, por lo que si el recubrimiento de hormigón es de calidad alta, el daño por corrosión es pequeño incluso para fisuras de anchura 0,3 mm.

##### 1.4.2.- CONTENIDO Y TIPO DE CEMENTO.

Al incrementar el contenido de cemento, la capacidad de fijación del hormigón frente al CO<sub>2</sub> y al Cl<sup>-</sup> aumenta, aunque influye menos que los factores anteriores. Normalmente un contenido de cemento en torno a 300 kg/m<sup>3</sup> es suficiente para conseguir una permeabilidad suficientemente baja. (RILEM)

La cantidad total de CO<sub>2</sub> necesaria para neutralizar el hormigón hasta una cierta profundidad dependerá de la cantidad de productos alcalinos de hidratación del cemento por unidad de volumen (representa su capacidad de fijación), que a su vez depende del tipo de cemento.

La capacidad de fijación de cloruros es inferior en los cementos resistentes a sulfatos que en los normales. Además, en ensayos realizados en laboratorio sobre prismas de mortero, las barras de acero embebidas en cemento portland resistente a los sulfatos Tipo V muestran un área de corrosión relativamente más grande que las embebidas en cemento portland normal, para los mismos contenidos de cloruros.

La capacidad de fijación de cloruros de los cementos portland y de los cementos con puzolanas será función de la cantidad de  $C_3A$  en el clinker; en el caso de los cementos con escorias, dependerá de la cantidad de  $C_3A$  en la parte del clinker, y del contenido de aluminato en la parte de escorias. Sin embargo, los iones cloruros no pueden eliminarse totalmente de la solución de los poros mediante fijación química, dado que se establece un equilibrio entre los cloruros combinados y los libres; por lo tanto, incluso con elevados contenidos de  $C_3A$ , siempre habrá cloruros libres en la solución de los poros. En los cementos portland normales, no hay una relación directa entre la concentración de cloruros combinados y el contenido de  $C_3A$ . Sin embargo, sí hay una relación cualitativa con el contenido de  $C_3A + C_4AF$  y el pH de la solución. De hecho, la fijación de cloruros se ve favorecida por la presencia de cenizas volantes, incluso aunque la ceniza no contenga  $C_3A^4$ . Según el ACI 357R, el contenido de  $C_3A$  no debería ser inferior al 4% para proteger suficientemente a la armadura, y no debería ser superior al 10% para obtener un hormigón resistente a los sulfatos.

Sin embargo, hay otros autores (GJORV), que señalan que hay poca diferencia en la penetración de cloruros en morteros fabricados con cemento portland con 0% de  $C_3A$  y con 8,6% de  $C_3A$ ; de acuerdo con Mehta, no sería esperable una fijación química de los cloruros que penetran desde el exterior a menos que el contenido de  $C_3A$  sea superior al 8%; numerosos ensayos realizados por Sluijter también indican que la fijación de cloruros por la pasta de cemento es fundamentalmente una consecuencia de la adsorción física a la superficie del gel. Esto podría explicar por qué el  $C_3A$  tiene un efecto tan pequeño sobre la penetración de cloruros.

El cemento portland sin adiciones es el que proporciona mayor cantidad de "reserva alcalina", que supone una reserva frente al ataque de los cloruros o la carbonatación. Ahora bien, si se asegura el post-endurecimiento mediante un adecuado curado, se puede alcanzar una mayor impermeabilidad en los hormigones hechos con cementos con adiciones que la obtenida en análogas condiciones con cementos portland, lo que hace que el tiempo que tarde el agresivo en llegar a la armadura pueda ser más largo.

El empleo de escorias granuladas de alto horno es un medio efectivo y económico de reducir la permeabilidad del hormigón a la penetración de cloruros. La permeabilidad se reduce según aumenta la relación de escorias al total de material cementante. En este sentido, se puede señalar que el efecto negativo del curado acelerado con vapor sobre la permeabilidad del hormigón desaparece en mezclas que contengan más de un 50% de escorias. Las puzolanas también son beneficiosas, pero en menor medida. Así, para valores iguales de a/c y edad, los datos de la resistencia a polarización versus tiempo de las armaduras situadas en hormigones con escorias o con cenizas son mayores que los de las situadas en los hormigones portland con alto o bajo contenido de  $C_3A$ .

Así, algunos autores, indican que los cementos portland presentan de 2 a 5 veces mayor penetración de cloruros que los cementos con adiciones. Otros estudios, (MOHAMMED, T.U., 2004), realizados en probetas de hormigón colocadas en una piscina de mareas durante 30 años, señalan que el perfil de cloruros solubles en agua es similar para los hormigones fabricados con cementos portland normal, con cementos portland de elevada

---

resistencia inicial y con cementos portland de bajo calor de hidratación; pero la penetración de cloruros era algo menor para el hormigón fabricado con cemento con escorias de Tipo B, y aún menor para el hormigón con cemento aluminoso. Sin embargo, en todos los casos la concentración de cloruros en el interior de las probetas (**incluso con 70 mm de recubrimiento**) **superaba el contenido crítico de cloruros establecido del 0,4% en peso de cemento**. El análisis físico de la corrosión de las armaduras mostraba una cantidad significativa de superficie corroída en todos los casos, salvo en el del hormigón con escorias; la presencia de óxido en las armaduras del hormigón aluminoso, incluso para una concentración de cloruros relativamente baja, indica que el contenido crítico de cloruros se ve muy influenciado por la naturaleza de la interfase acero-hormigón, que en el caso del hormigón aluminoso presentaba mucha mayor porosidad.

La reducción de la relación agua/cemento de 0,65 a 0,35, así como la adición de cenizas volantes o humo de sílice, disminuye la difusión de cloruros y aumenta la resistividad eléctrica del hormigón. Sin embargo, desde un punto de vista práctico no tienen efecto sobre la corrosión del acero de estructuras que tengan la superficie de hormigón fisurada.

#### **1.4.3.- ESTADO SUPERFICIAL DEL ACERO.**

En principio parece evidente que si el acero se encuentra recubierto de óxidos, su pasivación será más difícil e incompleta y la cantidad de agresivo necesario para despasivarlo será mucho menor que si su superficie se coloca limpia de óxidos y otras suciedades.

Según un estudio experimental realizado por (Novak, P. et al 2001), durante 4 años sobre bloques de hormigón armado, en los hormigones con un contenido bajo de cloruros (0 y 0,4% en peso de cemento), las muestras de acero inicialmente preoxidadas mostraban las velocidades medias de corrosión más elevadas (hasta 5  $\mu\text{m/año}$ ). En los hormigones con un contenido alto de cloruros (2,5% en peso de cemento), todas las muestras de acero, independientemente del estado inicial de su superficie, mostraban velocidades medias de corrosión menores, en términos relativos, (por encima de 1  $\mu\text{m/año}$ ).

El motivo principal de esta mayor velocidad de corrosión reside en el óxido poroso, que actúa como barrera frente a las soluciones alcalinas del hormigón, y también como hueco en el que se concentran por migración hacia los puntos anódicos de los aniones que estimulan la corrosión. La superficie de acero preoxidada parece crear unas condiciones tales que la solución alcalina del hormigón no es capaz de cambiar suficientemente el electrolito que hay bajo el óxido como para pasivar el metal. En los casos en los que se producen ciclos de humedad y secado, la capa de óxido podría actuar como un "acumulador" de los componentes reducibles del sistema: cuando hay poca humedad y por lo tanto un acceso fácil del oxígeno, los productos de la corrosión se oxidan; cuando hay mucha humedad y por lo tanto dificultad de acceso del oxígeno, el óxido se reduce y participa en la despolarización.

Otros autores (Pillai, R.G. y Trejo, D. 2005), indican que **la limpieza de la superficie de las armaduras según se reciben en obra puede ser beneficiosa o perjudicial**, en función del tipo de acero. Así, el descascarillado y el pulido de la superficie de las armaduras tipo ASTM A 706, y SS304 puede aumentar los valores del contenido crítico de cloruros de estos tipos de armadura, mientras que para las armaduras ASTM A 615 y SS316LN disminuía; la cascarilla de laminación uniforme, continua y fuertemente adherida del acero ASTM A 615 podría servir como barrera de protección, y por lo tanto incrementar el umbral de cloruros de este tipo de acero. La importante reducción del umbral de cloruros del acero SS316LN es debida a la eliminación de una fuerte capa pasiva que se forma o a la exposición de la microestructura, que presentaba microhuecos, al ambiente con cloruros.

Durante el almacenamiento de las armaduras antes de su uso, al estar expuestas a la atmósfera, la superficie de la armadura se cubre de una capa de productos de corrosión. (A.J. Al-Tayyib et al), indican que la corrosión atmosférica no afecta significativamente al comportamiento del acero en el hormigón e incluso afirman que la presencia de óxido puede tener un efecto positivo en el comportamiento del acero en el hormigón. En un hormigón fabricado con armaduras preoxidadas se midieron velocidades de corrosión de hasta un 17% inferior a las medidas en el caso de hormigones fabricados con aceros a los que se les había realizado una limpieza previa. El mejor comportamiento del acero preoxidado se atribuye al efecto físico de barrera que ejerce esta capa formada en el acero inicialmente por la corrosión atmosférica.

Parece por tanto claro, que la presencia de una capa inicial de óxido puede ser beneficiosa o perjudicial, según el tipo de acero y la presencia de huecos en el mismo. A veces puede servir como barrera de protección si es continua, uniforme y adherida, y por el contrario, si presenta porosidad, puede significar un aumento de la concentración de los aniones responsables de la corrosión en esa zona. En cualquier caso, se puede considerar que la capa inicial de óxido formado no ejerce un efecto tan adverso sobre la resistencia a la corrosión de las armaduras o sobre la adherencia de las mismas, que justifique y sea rentable un cepillado previo de las armaduras. (J. Calavera, A. Delibes, J.M. Izquierdo.).

Por último, en la fabricación de barras corrugadas, después del proceso de laminación en caliente el enfriamiento se realiza normalmente con aire y, en algunas ocasiones, con agua. M. Maslehuddin et al, evaluaron el efecto que, los diferentes tipos de enfriamiento aplicados ejercen sobre la resistencia a la corrosión de las armaduras. Las conclusiones de este trabajo determinan que el tiempo para el inicio de la corrosión en probetas de hormigón preparadas con armaduras que habían sido enfriadas al agua, es mayor que las que habían sido enfriadas al aire. La explicación de este mejor comportamiento se debe a que en las armaduras enfriadas con agua, la microestructura resultante del templado es martensita. Este microconstituyente es más resistente a la corrosión que las fases perlita y ferrita resultantes de un enfriamiento al aire.

#### 1.4.4.- CONDICIONES AMBIENTALES.

En ambientes permanentemente secos (H.R. < 60%), el riesgo de corrosión es bajo, incluso si el hormigón está carbonatado, dado que el proceso electrolytico está impedido. La corrosión es posible, caso que haya alto contenido en cloruros, incluso en ambientes secos debido a los efectos higroscópicos de los cloruros, que aumentan el contenido en agua del hormigón (Grupo español del hormigón, 1996).

En hormigones permanentemente saturados de agua, el riesgo de corrosión es bajo debido a la carencia de oxígeno, incluso si el hormigón está fuertemente contaminado por cloruros. La corrosión negra o verde se produce en lugares donde el contenido de agua del hormigón es muy elevado, limitando el acceso de oxígeno a las zonas anódicas. En este caso los productos de la corrosión no producen un gran incremento de volumen y pueden difundirse por la estructura porosa del hormigón sin provocar desprendimientos (Costa A. y Appleton, J. 2001).

En la siguiente figura 1.14 se puede observar la influencia del contenido de humedad sobre la resistencia óhmica del hormigón en el tiempo (Andrade, C. et al 1998); se aprecia que cuanto mayor es la humedad (50%, 100% ó con poros saturados), menor es la resistencia óhmica.

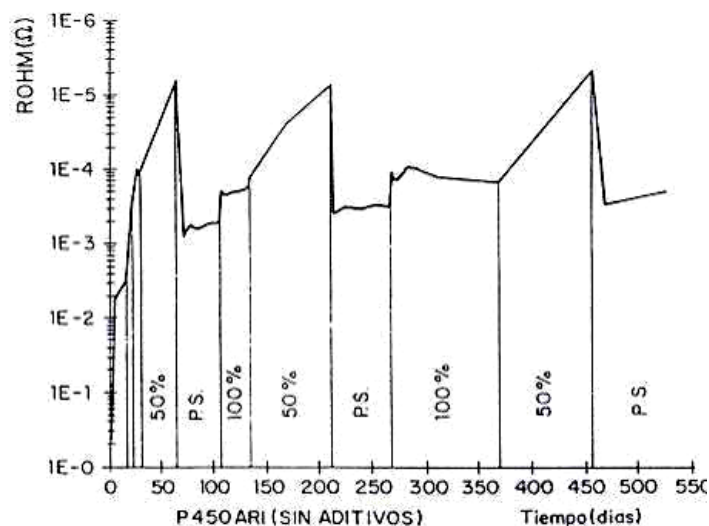


Figura 1.14 Relación entre humedad y resistencia óhmica en el tiempo

El incremento de la temperatura promueve un aumento de la velocidad de corrosión y de la movilidad de los iones, pero su disminución puede dar lugar a condensaciones, que a su vez pueden producir incrementos locales del contenido de humedad.

### 1.4.5.- RESISTIVIDAD ELÉCTRICA.

Una vez que se destruye la pasividad del acero, el ritmo de corrosión viene controlado por la resistividad eléctrica (que a su vez es función directa del contenido de humedad) y la disponibilidad de oxígeno; no se produce corrosión mientras la resistividad eléctrica del hormigón es superior a  $50-70 \times 10^3 \Omega \cdot \text{cm}$  (Methta, P.K. y Gjorv, O. 1982).

Existe una relación entre la intensidad de corrosión y la resistividad del hormigón. Valores de  $I_{\text{corr}}$  por debajo de  $0,1-0,2 \mu\text{A}/\text{cm}^2$  indican una corrosión insignificante (se presentan en hormigones secos, con elevada resistividad); valores de hasta  $10 \mu\text{A}/\text{cm}^2$  se pueden medir en hormigones carbonatados húmedos aunque no saturados y en hormigones con contenidos medios en cloruros; velocidades de corrosión entre  $10$  y  $100 \mu\text{A}/\text{cm}^2$  se aprecian en hormigones muy altamente contaminados de cloruros (Andrade, C. et al 1998)

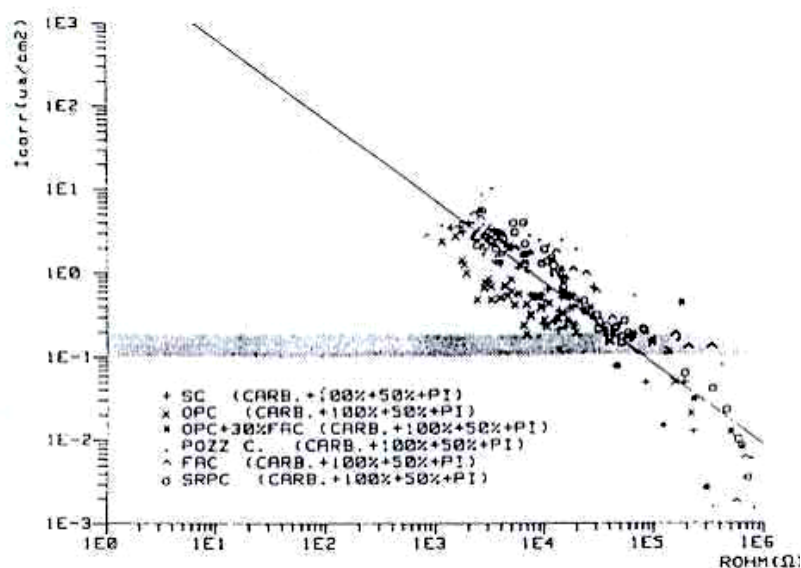


Figura 1.15 Relación entre la intensidad de corrosión y la resistencia óhmica compensada entre el electrodo de referencia y el de trabajo

#### 1.4.6.- FISURACIÓN.

El hormigón es un material permeable, en el que los agentes agresivos alcanzan por difusión (englobando también otros mecanismos de transporte) la armadura, aunque éste es un proceso relativamente lento. Pero a su vez el hormigón es un material frágil y siempre contiene microfisuras. Cuando estas microfisuras se combinan con las macrofisuras formando una red, el mecanismo de transporte principal no es la difusión: es la permeabilidad al agua y a los agentes agresivos vía agua a través de las fisuras hasta alcanzar la armadura (Vaysburd, A.M. 2000). El CO<sub>2</sub> y los cloruros pueden penetrar hasta la superficie del acero, a través de las fisuras, varios órdenes de magnitud más deprisa que a través del hormigón no fisurado, dependiendo el tiempo necesario para la despasivación de la anchura de las fisuras (GEHO 1996).

En general, las fisuras pueden provocar los siguientes efectos negativos sobre la armadura:

- Reducción de la distancia efectiva hasta la armadura de cloruros, humedad y oxígeno.
- Formación de macropilas de corrosión si el acero está despasivado, debido a que las fisuras provocan una baja resistividad y un rápido transporte iónico entre los pares ánodo-cátodo, situados a larga distancia.
- Acumulación de sales, si el agua se evapora en la fisura. Esto puede provocar una pila de corrosión por diferencias de concentración (corrosión por picaduras), dado que las zonas de acero despasivado situadas bajo las fisuras ricas en cloruros se encontrarán rodeadas de acero pasivo.
- Formación de pilas de diferencia de concentración de oxígeno, si hay mayor disponibilidad de oxígeno en la fisura que en el hormigón húmedo que la rodea. Entonces se produce una acción catódica del acero dentro de la fisura.
- Formación de una pila de diferencia de alcalinidad, si la alcalinidad del acero próximo a la fisura cambia localmente en comparación con el hormigón que la rodea.

Los efectos se aceleran por la apertura de fisuras más anchas y se retardan por la existencia de recubrimientos mayores

En todo caso, el daño por corrosión afectará sólo a una pequeña parte de la armadura, circunscrita a la zona alrededor de la fisura.

##### 1.4.6.1.- ANCHO DE FISURA.

En un estudio experimental, (Garcés Rodríguez, O. 2003), se ha examinado la influencia sobre la penetración de cloruros de fisuras perpendiculares a la superficie creadas artificialmente, con anchuras variables entre 0,08 y 0,68 mm y una profundidad de 40 mm. Se concluyó que la difusión de cloruros en el hormigón era independiente de la anchura de fisura y de la rugosidad de las paredes de la fisura, en el rango de valores del estudio: las fisuras perpendiculares a la superficie se comportaban como una superficie libre del hormigón, en donde se producía una difusión bidimensional y favoreciendo la penetración de cloruros enormemente.

Los códigos intentan limitar la anchura de las fisuras, en función del tipo de exposición para el que se diseña la estructura. Cuando el ancho de fisuras medido en la superficie del hormigón es menor de 0,4 mm, es frecuente observar que se produce un proceso de autosellado, como consecuencia de los depósitos cálcicos, de suciedad y de productos derivados de la corrosión (Andrade, C. et al 1998). En estos casos de anchura de fisura controlada, la anchura de fisura parece ser menos importante, de cara al riesgo de corrosión, que la frecuencia de fisuras, el espesor de recubrimiento y la calidad del hormigón.

El efecto de cicatrización del hormigón se produce cuando la disolución del calcio, sodio y potasio viene seguida de la precipitación de sólidos que contienen esos elementos. Este efecto es aún más pronunciado cuando los carbonatos y el magnesio del agua de mar se combinan, fundamentalmente con los iones calcio e hidróxido, para formar densos precipitados que contienen hidróxido de magnesio y carbonato cálcico. El tipo de cemento y su cuantía en el hormigón influyen sobre el proceso de cicatrización, dado que el tipo de cemento afectará a la capacidad del hormigón de liberar los iones necesarios para el precipitado de los productos de cicatrización (Sandberg, P. 1998).

Por último, otros autores, (Gowripalan, N. et al. 2000), indican que, en un hormigón fisurado, el comienzo de la corrosión depende de la anchura de fisura y del espesor de recubrimiento, debido a que la corrosión depende de la disponibilidad de oxígeno, pero no en la fisura sino en el hormigón sano situado en el extremo catódico del acero y, por lo tanto, depende de la velocidad de difusión del oxígeno a través del recubrimiento.

Después de la despasivación, los anchos de fisura son de menos importancia dado que el proceso catódico es el principal factor determinante de la velocidad de corrosión.

#### **1.4.6.2.- PROFUNDIDAD DE FISURA.**

Según algunos estudios (Paulsson-Tralla, J. 2002), la velocidad de penetración de cloruros asociada a la absorción de agua en fisuras de anchura inferior a 0,05 mm se puede considerar similar a la de hormigones sin fisurar. Estos autores indican que el principal parámetro es la profundidad de la fisura: los ensayos de absorción de agua en testigos fisurados muestran que existe una relación entre la profundidad de la fisura y la cantidad de agua absorbida, y dado que una gran cantidad de iones cloruro es transportada hacia el interior por absorción de agua contaminada por cloruros, Wiens, Grahn y Schiessl concluyeron que la absorción capilar es el mecanismo de transporte dominante hasta las 72 horas de la humectación. Sin embargo, la influencia de las fisuras no es tan fuerte como sugirió Sandberg, que propuso que se debería deducir del recubrimiento de hormigón la profundidad media de fisura. En su lugar, el recubrimiento de hormigón se debe incrementar aproximadamente en un 50% de la profundidad de fisura para proteger las armaduras. Una explicación física de este hecho puede ser que cualquier sustancia (en este caso, los iones cloruro) que penetra a través del fondo de una fisura se encuentra en un elemento bidimensional (fisura larga) o tridimensional (fisura corta) a través del cual puede



---

difundirse, por lo que la cantidad de cloruros que penetra hacia el interior del hormigón será limitada (parte se difundirá lateralmente).

#### 1.4.6.3.- TIPO DE FISURA.

En ambientes donde sólo se produce carbonatación, las fisuras que coincidan con una barra expondrán una mayor proporción de barra a la humedad y el oxígeno. Las superficies anódica y catódica serán de tamaño semejante, y conducirán a una corrosión generalizada. En el caso de fisuras transversales a las barras, las superficies anódicas son mucho menores que las catódicas, lo cual no suele provocar una corrosión localizada. Las fisuras que discurren transversales a las armaduras son menos perjudiciales que las longitudinales, debido a que en las primeras la corrosión queda confinada en pequeñas áreas superficiales, por lo que el riesgo de desprendimiento del recubrimiento de hormigón no existe.

Un caso particular es cuando la corrosión se produce por penetración de cloruros procedentes de una fuente exterior. En este caso, las fisuras transversales a las barras pueden ser muy graves debido al pequeño tamaño de las zonas anódicas. Se produce una corrosión localizada intensa en las barras afectadas que provoca una importante pérdida de sección. En casos extremos, se ha perdido toda la sección de la barra en una longitud de unos pocos centímetros. En la zona adyacente, la barra puede estar en perfectas condiciones. Sin embargo, las fisuras que coinciden con una barra provocan una pérdida de sección menos severa porque el tamaño de las zonas anódica y catódica es semejante (Bre Centre for Concrete Construcción 2000).

Otras fuentes (The Concrete Society 1995), indican que la influencia de las fisuras sobre la corrosión depende más del tipo de fisura que del tipo de corrosión (por carbonatación o por cloruros):

- Las fisuras coincidentes con la armadura acelerarán el inicio de la corrosión y la posterior velocidad de propagación de la corrosión, suponiendo que el ambiente de servicio contenga suficiente dióxido de carbono y/o cloruros, oxígeno y humedad.
- Las fisuras transversales aceleran el inicio de la corrosión, pero, dado que las zonas catódicas se encuentran confinadas en el hormigón sin fisurar, el oxígeno y la humedad que penetren a través de la fisura no afectarán significativamente a la velocidad de propagación, que dependerá de:

1. PROPIEDADES DE LA FISURA: las fisuras durmientes (su anchura no varía con el tiempo) pueden autocicatrizarse, a diferencia de las fisuras vivas. Son fisuras durmientes las debidas a retracción plástica y a la diferencia de temperatura de hidratación; son vivas las debidas a expansión patológica (hielo, reacción álcali-árido) y expansión térmica; pueden ser vivas o durmientes las debidas a retracción, cargas o asentamiento de la cimentación.

La velocidad de corrosión es independiente de la anchura de fisura; en cambio, sí hay una relación entre la anchura de fisura y la longitud de barra corroída. En todo caso, lo importante es la anchura de fisura en la barra, no en la superficie del elemento de hormigón. Cuanto mayor es la frecuencia de fisuración, mayor es la corrosión. Las fisuras estrechas proporcionan menos espacio para los cloruros, mientras que las fisuras profundas aumentan la superficie de pared por la que puede producirse el transporte lateral hacia el interior del hormigón. Apenas hay penetración de cloruros más allá del final de la fisura.

2. PROPIEDADES DEL HORMIGÓN Y DEL ACERO: la permeabilidad y contenido de humedad del recubrimiento de hormigón no fisurado influyen decisivamente en la corrosión debida a las fisuras, puesto que los ánodos se sitúan en las zonas fisuradas y los cátodos en las no fisuradas. Un hormigón poco permeable reducirá la velocidad de corrosión al restringir la difusión iónica entre las zonas anódicas y catódicas; un contenido de humedad elevado reducirá la difusión de oxígeno, mientras que un contenido de humedad pequeño restringirá la difusión iónica. Además, el hormigón poroso y de baja calidad permite un rápido transporte lateral a través de las paredes de la fisura, mientras que el hormigón que desarrolla una elevada capacidad de fijación de cloruros ralentiza este transporte lateral.

3. AMBIENTE: un ambiente húmedo y seco acelera el inicio y la velocidad de corrosión. A continuación se estudia el caso de las estructuras en ambiente marino:

Un elemento de hormigón armado fisurado sumergido en una solución de cloruros no se corroerá, debido a la ausencia de oxígeno. Es el caso de la parte inferior de las estructuras marina, que siempre están bajo el agua. Sin embargo, sí puede producirse corrosión en el hormigón fisurado situado bajo el agua debido a las macropilas de corrosión, si una parte del elemento está expuesta a la atmósfera alternativamente, como es el caso de la zona de salpicaduras de las estructuras marinas. En este caso, la armadura de la fisura actúa como ánodo y la armadura de la zona de salpicaduras como cátodo. La zona de salpicaduras presenta un mayor riesgo de corrosión debido a la elevada disponibilidad de cloruros, oxígeno y humedad. Esta situación puede ser potenciada por la presencia de una fisuración superficial del hormigón y la interacción galvánica entre esta zona y la sumergida.

En cuanto al tipo de exposición, algunos estudios indican que los valores de cloruros tolerables son 10 veces mayores para las fisuras sumergidas que para las situadas por encima de la superficie de la solución. En un estudio, (Coppola, L. et al. 1996), realizado sumergiendo en agua de mar vigas prefisuradas, con anchuras de fisura superiores a 0,2 mm, se observó un proceso de corrosión por picadura en el acero próximo a la fisura, en el que el ritmo medio de profundización de la picadura era de unos 70  $\mu\text{m}/\text{año}$ , aunque en algún punto era de hasta 500  $\mu\text{m}/\text{año}$  (se considera despreciable la corrosión que avanza a una velocidad inferior a 1  $\mu\text{m}/\text{año}$ ).

En testigos de hormigón extraídos en la zona de salpicaduras de puentes situados en ambiente marino, se comprobó que en zona de fisuras el contenido de cloruros era, a los

pocos centímetros de profundidad, muy superior al que existía en los testigos procedentes de hormigón sin fisurar, a pesar de que la anchura de fisuras era pequeña, no mayor de 0,3 mm. Además, el contenido de cloruros en la zona inmediatamente contigua a la fisura puede ser muy superior al valor medio que se mide en la rodaja ensayada. Por lo tanto, incluso fisuras muy estrechas pueden permitir la penetración de cantidades significativas de cloruros, bajo condiciones de alta humedad, suficiente como para crear una película continua de agua que rellene la fisura.

En puentes con sales fundentes, en los que las condiciones son mucho menos húmedas, a pesar de la existencia de fisuras finas no se detectan tantos cloruros. Además, los coeficientes de difusión de cloruros calculados a partir de los testigos extraídos en zonas fisuradas no parecen ser muy útiles, dado que la concentración de cloruros en la proximidad de la fisura será muy superior al valor medio que se obtiene al ensayar una rodaja.

## 1.5.- EFECTOS DE LA CORROSIÓN DE LAS ARMADURAS.

### 1.5.1.- ASPECTOS GENERALES.

Los efectos de la corrosión sobre el comportamiento de las estructuras de hormigón armado se manifiesta en tres vertientes.

- a.- **Sobre el hormigón**, este se fisura y desprende.
- b.- **Sobre el acero**, con disminución de su capacidad mecánica, ductilidad y fatiga.
- c.- **Sobre el conjunto hormigón armado**, por su pérdida de adherencia y anclaje.

En general, cuando una estructura ha sobrepasado el estado de pasivación de sus armaduras, estas comienzan a corroerse. Así, no sólo la pérdida de sección de la armadura afectará a la capacidad portante de ésta, sino que la corrosión influirá también en otros cuatro factores fundamentales, tal y como muestra la figura siguiente:

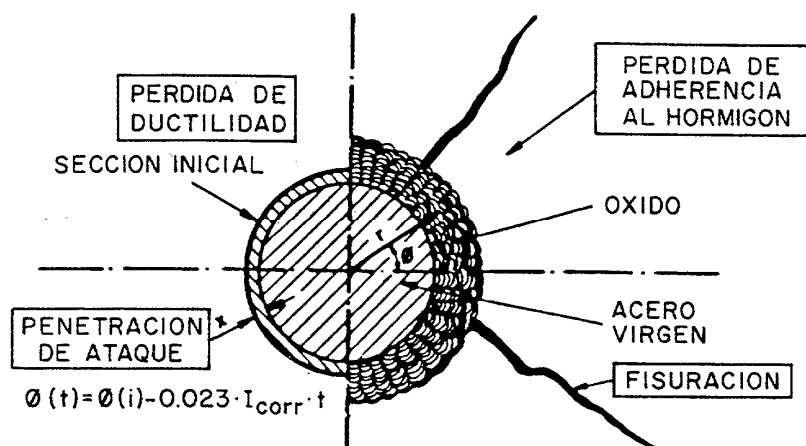


Figura 1.16 Efectos estructurales de la corrosión de la armadura

- la pérdida de sección del acero.
- la fisuración del recubrimiento y su posible desprendimiento.
- la pérdida de adherencia acero/hormigón.
- la posible pérdida de ductilidad del acero.

Todo ello en su conjunto afecta a la capacidad portante integral de la estructura. Hasta el momento, su evaluación rigurosa es todavía empírica, ya que existen muy pocos modelos analíticos que relacionen correctamente el avance de los cuatro deterioros antes mencionados con el comportamiento mecánico de la estructura.

Así, el técnico ha venido dictaminando sobre la seguridad residual de elementos de hormigón deteriorado, tomando como base su experiencia y ciertos criterios estructurales empíricos como pueden ser la consideración de las dimensiones geométricas de los elementos y la estimación de las cargas actuantes sobre la estructura. En base al balance entre el grado de deterioro que se observa y los indicadores geométricos estructurales, el técnico estructural ha venido emitiendo el dictamen sobre la urgencia de intervención en una estructura, a pesar de todas las incertidumbres sobre su comportamiento real.

Sin embargo, en la actualidad es posible ya acudir al empleo de modelos más rigurosos, aunque todavía poco elaborados, y que permiten el recálculo de los elementos dañados por corrosión y que incorporan los efectos antes mencionados (pérdida de sección, pérdida de adherencia, etc.) a la evaluación integral de la estructura.

#### **1.5.1.1.- EFECTOS SOBRE EL HORMIGÓN.**

Los productos derivados de la corrosión de las armaduras, según se ha explicado anteriormente, es más voluminoso, hasta 6 veces, dependiendo de la disponibilidad de oxígeno, por lo que aparecen tensiones radiales que someten a tracción al hormigón circundante, si los productos de la corrosión no migran a través de los poros. La consecuencia es la fisuración del recubrimiento de forma paralela a las armaduras. Si el proceso no se detiene, el recubrimiento desaparece dejando las armaduras al descubierto. Se estima que la tensión de expansión ejercida por los productos de corrosión, varía de 32 a 500 MPa. ( J. Rodríguez, et al.). La localización del desprendimiento suele estar, por lo general, en las zonas de compresión de los elementos o en sus zonas inferiores

Cuando la corrosión se produce en lugares con poco oxígeno disponible, el volumen de la corrosión puede ser solamente, en términos relativos, el doble mayor que el volumen de acero y en ciertas circunstancias, estos productos de la corrosión pueden difundirse en los poros del hormigón sin causar fisuración. En estos casos, si se produce un cambio en la velocidad de corrosión, se puede generar un fallo inesperado sin manifestación previa.

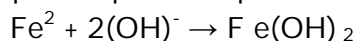
La cantidad de corrosión necesaria para que aparezcan síntomas visibles varía ampliamente y depende de numerosos factores. En ocasiones, se describen en la bibliografía, que con niveles bajo de corrosión se produce agrietamiento y deslaminación, y otras se necesitan pérdidas considerables de metal para que aparezcan síntomas (CENIM).



Figura 1.17 Corrosión en Oceanográfico de Vigo (E. Mosquera. 2006)

Algunos de los factores que influyen en el proceso son los siguientes:

Una vez iniciada la corrosión y desprendidos iones  $\text{Fe}^{2+}$  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  $\text{Fe}_2\text{O}_3$  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  $\text{Fe}_2\text{O}_3 \cdot \text{H}_2\text{O}$ , aumenta su volumen hasta 7 veces el inicial de la armadura, provocando la fisuración del hormigón y un desprendimiento del recubrimiento.

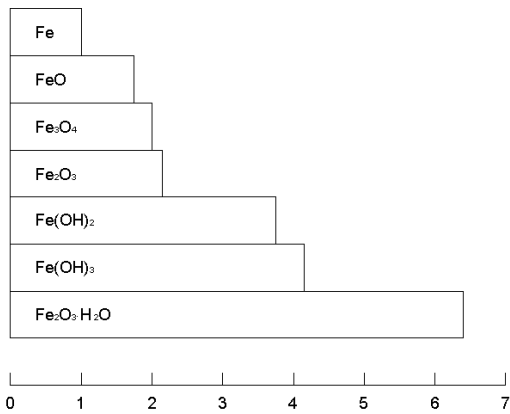
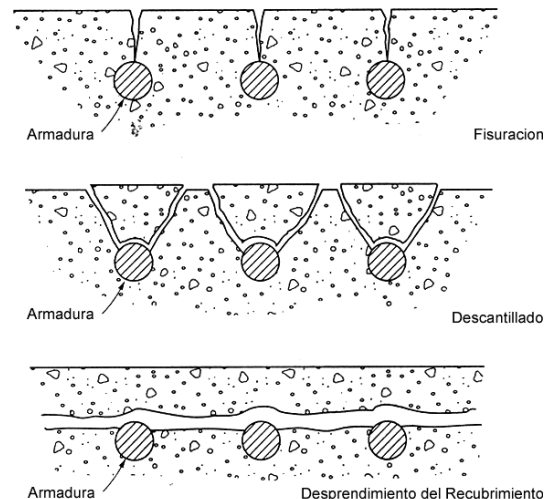


Figura 1.18 Volumen relativo de los Productos de Corrosión (Kumar, 1986).

Como se ha dicho, 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, lo cual facilita todavía más la acción de los agentes agresivos y el aumento de la velocidad de corrosión.

Figura 1.19 Consecuencias de la corrosión (Neville, 1995)



Otro factor interesante que se describe en las referencias bibliográficas, es el carácter dinámico, de tales productos de la corrosión, parece que no siguen una ley lineal con el tiempo, sino que pueden decrecer de forma proporcional a su espesor.

Tampoco todos los productos de la corrosión son responsables de la presión de expansión, como se ha dicho antes el aire ocluido crea huecos en la piel acero-hormigón y permite la migración incluso más allá de dicha interfase.

La manifestación del daño depende de numerosos factores, separación de armaduras, diámetro, espesor de recubrimiento, la forma del elemento estructural, la calidad del hormigón, etc.

B. Pereperéz y otros, describen que en vigas de hormigón armado, solicitadas a flexión y sometidas a cargas de servicio, se han detectado fisuras longitudinales al año de comenzar los riesgos con agua de mar. El hormigón utilizado tenía una resistencia de 26 MPa. Y el recubrimiento de las barras 3 cm. Después de 6 años de riesgo se produjo en las vigas una importante fisuración longitudinal, con pérdida de parte del recubrimiento. La apertura máxima medida varía con el diámetro de la armadura principal, si bien existe gran dispersión en las medidas para el mismo diámetro de la armadura. La apertura máxima fue de 1mm para barras de diámetro 20mm y 1,3 mm para barras de diámetro 25 mm. En las zonas de la viga donde el riesgo se produjo con agua sin cloruros, no se observaron fisuras longitudinales.



La repercusión de la fisuración paralela a las armaduras y de los desprendimientos de hormigón en la capacidad mecánica de la estructura depende de la función del elemento resistente.

Cuando se trata de un pilar (o en general de un elemento resistente a compresión) y se llega a desprender el hormigón, la consecuencia es la pérdida de la sección resistente proporcional a la sección desprendida y consecuentemente disminución de la rigidez de la pieza.

F. Cánovas, recoge las recomendaciones del Comité Euro-internacional du Béton (C.E.B). Task Group 12. "Assessment of concrete structures and design procedures for up-grading (Redesign)"

Los daños sufridos por los elementos estructurales expuestos a la acción del ambiente marino, pueden clasificarse en cuatro niveles que nos indicarían la rapidez con la que habría que reparar.

**NIVEL A.**

Corrosión de armadura con pérdida de sección del 1%. Aparecen fisuras longitudinales en las esquinas coincidiendo con las armaduras principales, pero no existen fisuras transversales en los planos de estribos. Para este nivel la Relación- Capacidad sería de 0.85.

**NIVEL B.**

Corrosión de las armaduras principales con pérdida de sección del 5%. Salta el hormigón de las esquinas y quedan las armaduras principales al aire libre. Aparecen fisuras coincidiendo con el plano de los estribos. Debido a la capa de óxido formada, las armaduras pierden adherencia al hormigón. Para este nivel la Relación- Capacidad sería de 0.65.

**NIVEL C.**

Corrosión de las armaduras principales con pérdida de sección del 25%. Se desprende hormigón en la zona de estribos y estos quedan a aire libre. Pérdida de anclaje frente a pandeo y de adherencia de las barras. Se supone que el hormigón por efecto de la corrosión se ha debilitado en una profundidad de 1 cm. Para este nivel la Relación-Capacidad sería de 0.40.

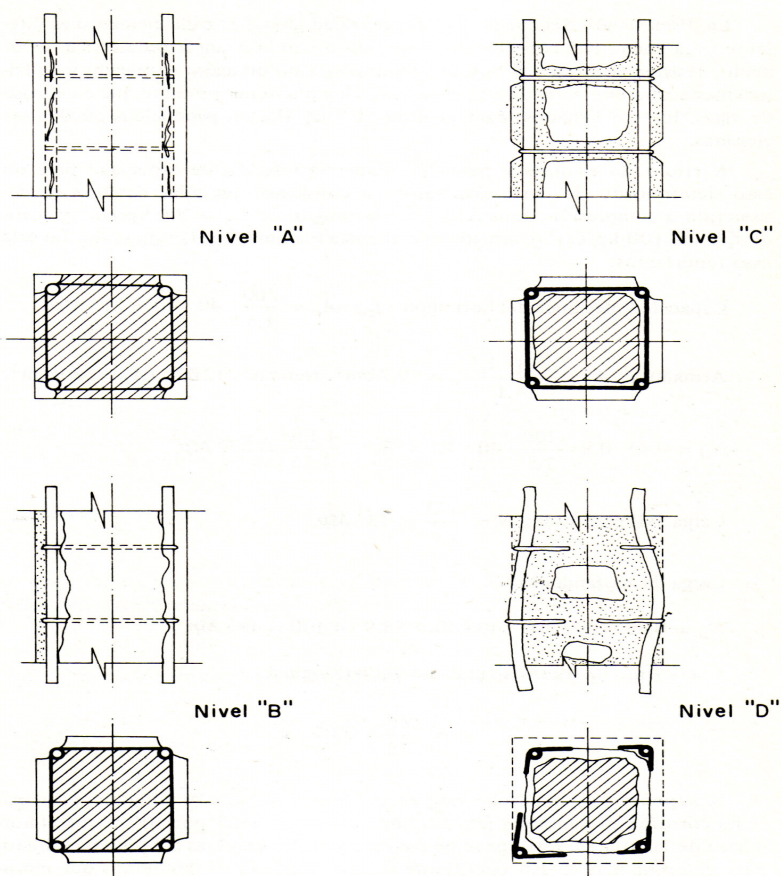


Figura 1.20 Niveles de fisuración (F. Cánovas)

## NIVEL D.

Rotura de estribos. La sección de acero que queda en las armaduras principales, no trabaja. Las armaduras principales pandean. Para este nivel la Relación-Capacidad sería de 0.20.

Si se trata de una viga y el daño se produce en la zona traccionada, por lo que respecta al hormigón, sólo es de esperar una disminución de capacidad frente a los estados límites de servicio, da lugar a mayores deformaciones por pérdida de rigidez.

Si el daño se produce en la zona comprimida, se está en un caso similar al de pilares, si bien en este caso existen muchas posibilidades de que el elemento tenga una mayor resistencia a compresión de la que se tuvo en cuenta en el cálculo (es habitual calcular la viga sin tener en cuenta macizados del forjado) y el efecto de la pérdida de sección no resulte trascendente.

Un aspecto importante, que describe R. Capozucca, es que antes de que aparezcan las fisuras en el hormigón, se produce una reducción importante en la ductilidad de la sección de la viga debido a una pérdida de resistencia a compresión del hormigón que envuelve la armadura corroída como consecuencia del estado de tensiones de compresión debidas al momento flector que solicita la viga y las tensiones de tracción producidas por la expansión de los productos de la corrosión.

## 1.5.1.2.- EFECTOS SOBRE EL ACERO.

Cuando la corrosión se produce de modo uniforme inicialmente se puede suponer que la capacidad mecánica de la armadura, disminuye de forma proporcional a la pérdida de sección. A medida que el fenómeno de la corrosión avanza, la existencia de picaduras, que actúan como concentradores de tensión, producen un estado de tensiones triaxial que fragiliza el acero que en principio es bastante dúctil. En la siguiente figura se aprecia una micrografía de la sección de una barra con picaduras producidas por cloruros junto a sus productos de corrosión y el estado de tensiones producido en la entalla de una barra.

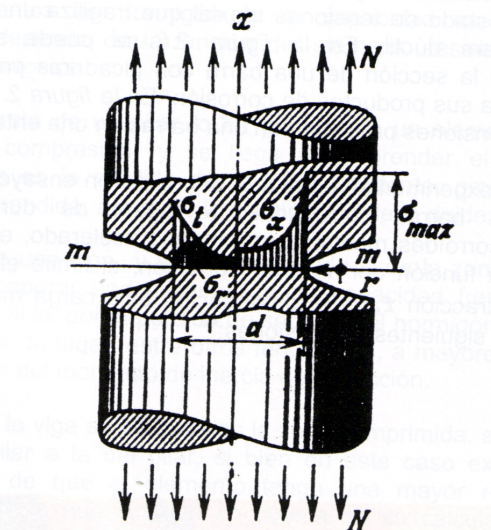
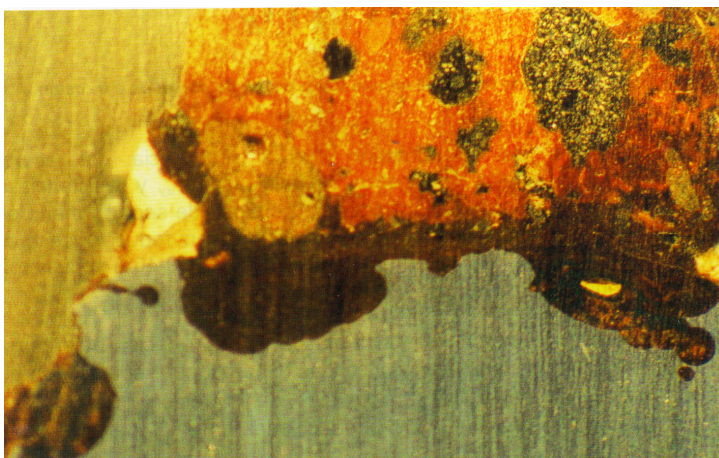


Figura 1.21 Estado de tensiones en la entalla (V.I. Feodosiev)



La fragilización del acero, supone un comportamiento no deseado, con las siguientes características:

- La rotura se produce bruscamente, a menudo con resultados catastróficos, con velocidades de rotura del orden de 2km/seg.
- Las tensiones calculadas, en la zona de rotura son moderadas o bajas.
- Las roturas comienzan en zonas de concentración de tensiones (entallas).
- Frecuentemente se producen a bajas temperaturas.
- Son más frecuentes en estructuras donde se han efectuado soldaduras.

La superficie de rotura tiene aspecto granular, con líneas en forma de espiga, cuyos vértices apuntan hacia el comienzo de la rotura.



Figura 1.22 Rotura frágil en el acero

La resiliencia es el parámetro de control de la fragilización del acero. En las estructuras de acero estructural laminado es determinante este valor, hay muchos ejemplos catastróficos de puentes y barcos producidos por fragilización.

En un trabajo experimental, descrito por (C. Andrade), (influencia de la corrosión en las propiedades mecánicas del acero), en el que se realizaron ensayos de tracción estándar con barras corrugadas de dureza natural, previamente corroídas mediante un proceso acelerado, en las que se analizaron, en función del nivel de corrosión, el límite elástico  $f_{sy}$ , la resistencia a tracción  $f_{su}$  y la deformación unitaria o específica bajo máxima  $\epsilon_{su}$ , se obtuvieron las siguientes conclusiones:

1.- La influencia de la corrosión en la resistencia del acero, es poco significativa para pérdidas de sección menores del 20%. Niveles de deterioro mayores implican reducciones más importantes de  $f_{sy}$  y  $f_{su}$ , pérdidas de sección del 30-40% supusieron reducciones de  $f_{sy}$  del 11% y de  $f_{su}$  del 8%.

2.- Se produce la disminución sistemática de deformación bajo carga máxima  $\epsilon_{su}$  y por tanto de ductilidad. Se obtienen reducciones del orden del 20% para niveles de corrosión que implican pérdidas de sección del 10% y reducciones del 45% para pérdidas de sección del 25-30%.

Describe (A. Cobo), que después de una inspección realizada en un aparcamiento subterráneo con 25 años de servicio de los cuales los 4 últimos tuvieron problemas de corrosión de armaduras, se extrajeron muestras de acero, algunas de ellas de las zonas más deterioradas donde el recubrimiento ya se había desprendido y se ensayaron en el CENIM, obteniendo en resultado siguiente:

Muestra	$Q_y$	$Q_r$	$f_{sy}$	$f_{su}$	$f_{sy,n}$	$f_{su,n}$	$\epsilon_{su}$
1	30000n	41620n	458Mpa	635Mpa	382Mpa	530Mpa	5%
2	42150	56750	527	726	525	722	8%

Tabla 1.10 Resultados ensayos (A. Cobo)

El acero era deformado en frío TOR-50 con unas características nominales de 500 Mpa de límite elástico y un alargamiento mínimo en rotura del 10%. La muestra 1, muy corroída había perdido un 16,56% de sección, mientras que la muestra 2, poco corroída, solo había perdido un 0,38% de la sección.  $Q_y$  y  $Q_r$  son las cargas en límite elástico y rotura respectivamente, medidas en la máquina de ensayo. Al dividir los valores anteriores por la sección media de la barra en el momento del ensayo (obtenida gravimétricamente) se obtienen las tensiones  $f_{sy}$  y  $f_{su}$ . Si el cociente se realiza con la sección nominal, se obtiene  $f_{sy,n}$  y  $f_{su,n}$ .

La muestra 1 sufre una disminución del límite elástico muy importante, en el alargamiento en rotura, que coincide con el alargamiento bajo carga máxima, también se produce una disminución significativa y su valor se sitúa en los límites de ductilidad, según algunas normas (Eurocódigo 2). En la muestra 2 se obtienen valores de límite elástico incluso por encima de los nominales, y únicamente se puede apreciar un descenso en el r.

### 1.5.1.3.- EFECTOS SOBRE EL CONJUNTO HORMIGÓN ARMADO.

La corrosión de la armadura afecta a su comportamiento adherente a través de cuatro mecanismos:

1.- Por la variación de la naturaleza de la interfase entre el acero y el hormigón. La corrosión del acero provoca la aparición de productos de corrosión que son los que están en contacto con el hormigón, perdiendo el acero base de adherencia con el hormigón. Sin embargo para niveles de corrosión pequeños, en la bibliografía (X. Fu y Chung, también Calavera) justifican un aumento de la adherencia.

2.- Además, la corrosión afecta en mayor medida a la pérdida de altura de las corrugas que a la pérdida de sección. De este modo, en barras en las que se ha perdido un 3% de sección transversal, se manifiestan pérdidas de altura de corruga de más del 20%, con la consiguiente disminución del acúñamiento entre el acero y el hormigón.

3.- Por agrietamiento del hormigón. Para ligeras corrosiones de acero la adherencia se ve incrementada (CEB), pero después de la aparición del agrietamiento, la adherencia disminuye drásticamente.

4.- En el caso de existencia de armadura transversal, la corrosión de los cercos modifica las condiciones de confinamiento del hormigón que rodea las barras, alterando la adherencia.

La siguiente figura 1.23, muestra la evolución de la fisuración transversal en vigas de hormigón armado antes y después de ser regadas por cloruros en la zona de flexión pura, es decir, en ausencia de cortantes. Como se puede observar, la apertura de las fisuras aumenta cuando se riega con agua del mar. La pérdida gradual de la adherencia por el proceso de corrosión, hace que la transferencia de esfuerzos, desde la sección fisurada hasta la sección donde la armadura ya está totalmente anclada, sea menor y, por tanto, el alargamiento del acero se a mayor, como consecuencia el ancho de las fisuras aumenta. Por otra parte, también se observa que el ancho de las fisuras aumenta con la cuantía de la armadura de tracción y con el momento que solicita la viga.

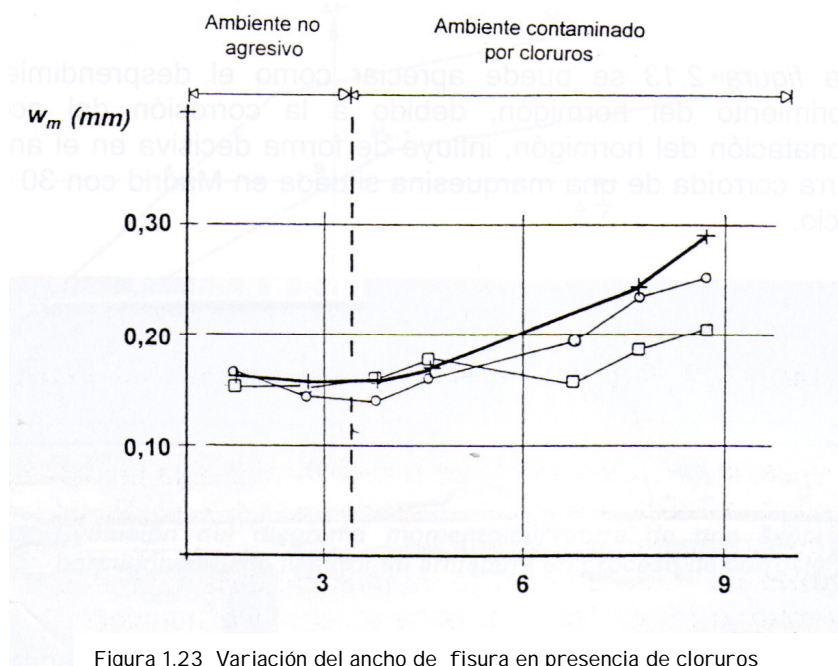


Figura 1.23 Variación del ancho de fisura en presencia de cloruros

La consecuencia del agrietamiento a nivel de pieza depende del lugar donde se produce la corrosión. En vigas, cuando se produce en la zona traccionada y fuera de la zona de anclaje, se tendría en el límite un funcionamiento como arco atirantado con el consiguiente aumento de las deformaciones (A. Fuentes.). Cuando el agrietamiento se produce en la zona correspondiente al anclaje de las armaduras, las consecuencias pueden ser más graves porque puede producirse un fallo de naturaleza frágil.

A nivel de sección se produce una variación en el diagrama momentos-curvatura. La siguiente figura, sacada del CEB, muestra el diagrama momentos-curvatura de una sección de hormigón armado antes y después de sufrir su armadura un proceso de corrosión. Si antes de iniciarse la corrosión la sección se encuentra en el punto A solicitada por el momento  $M_m$  después de producirse la corrosión se pierde rigidez, aumentando las deformaciones bajo momento constante, y la sección pasa a comportarse con el diagrama momento-curvatura correspondiente al punto B.

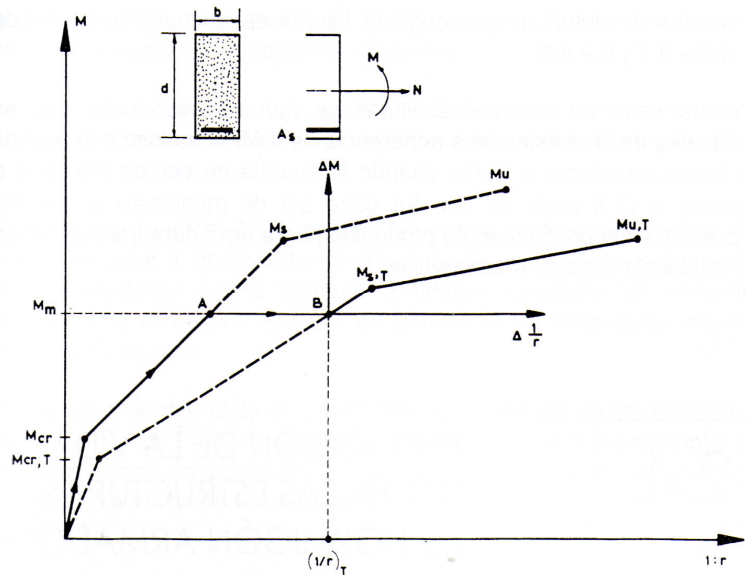


Figura 1.24 Variación del diagrama momentos-curvatura por acción de la corrosión

En un trabajo experimental (M.D. García y J.P. Gutiérrez), en el que se realizaron probetas de hormigón con armaduras, para estudiar el deterioro de la adherencia asociado a niveles de corrosión incipientes (desde que se inicia el daño hasta que se alcanzan fisuras de 0,3-0,4 mm.) se obtuvieron las siguientes conclusiones:

1.- La posición de la barra durante el hormigonado (superior o inferior), no influye en la resistencia a la adherencia, (otros autores, B. Odriozola, M. Cordero etc. valoran esta diferencia de posición respecto al hormigonado).

2.- Si no existe armadura transversal la tensión residual de adherencia puede considerarse despreciable.

3.- Si existe armadura transversal puede contarse con una tensión remanente de aproximadamente 2 Mpa cuando la cuantía de armadura transversal tras la corrosión es igual o superior a  $0,017 \text{ cm}^2/\text{cm}$  (aproximadamente  $\phi 6$  a 15 cm.).

4.- La reducción de la tensión última de adherencia es similar para niveles de deterioro que originan fisuras de anchura comprendida entre 0,1 y 0,4 mm.

En otra serie de ensayos similares, otros autores (J. Rodríguez, L.M. Ortega), han obtenido valores residuales de la resistencia a adherencia de 4Mpa, incluso con ancho de fisura superior a 2 mm cuando la cuantía de cercos era igual o superior a  $\phi 6$  a 10 cm. Esto pondría de manifiesto la enorme importancia del confinamiento producido por la armadura transversal en la resistencia residual a adherencia.

### 1.5.2.- PÉRDIDA DE SECCIÓN EFECTIVA.

La principal consecuencia de la corrosión de la armadura es la pérdida del material acero del que está formado ésta. Así, la corrosión producirá una pérdida de sección efectiva sobre la armadura reduciendo la capacidad mecánica del armado de la pieza y por lo tanto la capacidad portante de la estructura.

Sin embargo la obtención de la sección residual de la armadura dependerá del tipo de corrosión que se esté desarrollando en ésta. En el caso de un ataque generalizado, por carbonatación del hormigón, la corrosión será homogénea y la pérdida de sección podrá ser calculada como:

$$\Phi_r = \Phi_o - 2 \cdot I_{corr} \cdot 11,63 \cdot 10^{-3} t \text{ en mm.}$$

Sin embargo en el caso de que la corrosión sea localizada (fundamentalmente cuando la corrosión es por cloruros) la sección residual será calculada de acuerdo a la siguiente condición, en el que el factor **a** viene a tener en cuenta el efecto de una picadura localizada en la barra que reducirá de forma puntual la sección residual de la armadura. Los valores sugeridos para el factor de picaduras están entre 8 y 10.

$$\Phi_r = \Phi_o - \alpha \cdot I_{corr} \cdot 11,63 \cdot 10^{-3} t \text{ en mm.}$$

La figura 1.24, muestra la diferente morfología de la corrosión y cómo se determina la sección residual en ambos casos.

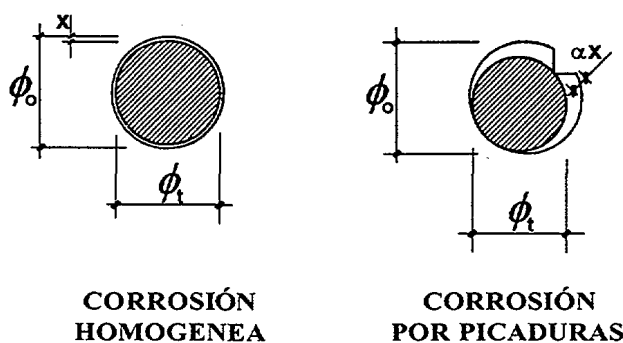


Figura 1.25 Morfologías de la corrosión y sección residual equivalente

### 1.5.3.- FISURACIÓN DEL RECUBRIMIENTO.

Como se ha indicado anteriormente, el volumen generado por los óxidos de la armadura es bastante mayor que el que ocupa el acero corroído. Así, al corroerse las armaduras en una estructura, la expansión de los productos de corrosión origina una presión sobre el hormigón que rodea la armadura. Esta presión será soportada por el hormigón del recubrimiento hasta alcanzar su resistencia a tracción, y entonces éste se fisurará. Las fisuras producidas serán por lo general sensiblemente paralelas a las armaduras que se están corroyendo (en primer lugar serán los estribos y posteriormente las armaduras longitudinales). La figura 1.25, siguiente muestra el mapa de fisuras de una viga en la que se ha favorecido la corrosión mediante la adición de un 3% de ClNa en su agua de amasado.

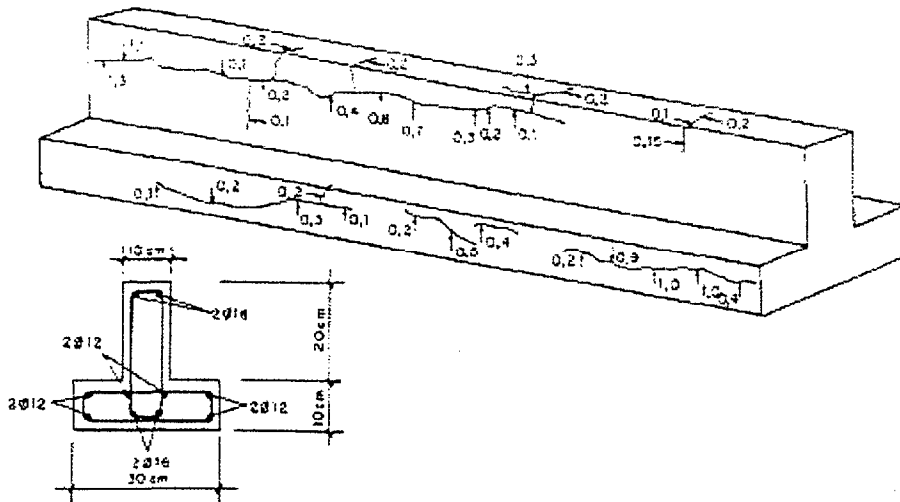


Figura 1.26 Fisuración en una estructura por el efecto de la expansión de los óxidos.

En cuanto a la modelización del proceso, éste parece ser bastante complicado aunque, según varios trabajos de (C. Andrade), ha comprobado que dos parecen ser los factores principales que rigen el proceso:

- La resistencia a tracción del hormigón.
- La relación entre el espesor del recubrimiento y el diámetro.

Y propone la siguiente relación para la valoración del ancho de fisura con la pérdida de sección de la armadura:

$$w = 0,05 + \beta [P_x - P_{x0}]$$

Donde,

$w$  es el ancho de fisura en mm.

$\beta$  es un coeficiente que depende de la posición de la barra (0,01 para barras en la zona superior y 0,0125 para barras en la zona inferior).

$P_x$  es la penetración del ataque, en mm

$P_{x0}$  es la penetración de ataque que origina la aparición de la fisura medible (0,05 mm).

El valor de  $P_{x0}$  se puede estimar de la siguiente expresión, propuesta por D. Izquierdo.

$$P_{x0} = 83,8 + 7,4 \cdot \frac{c}{\Phi} - 22,6 \cdot f_{c,sp}$$

Donde:

$c$  es el recubrimiento de la armadura en mm.

$\Phi$  es el diámetro de la armadura en mm.

$f_{csp}$  es la resistencia a tracción indirecta medida mediante el ensayo brasileño.

#### 1.5.4.- PÉRDIDA DE LA ADHERENCIA.

La pérdida de la adherencia en las estructuras afectadas por corrosión ha sido estudiada por (J. Rodríguez, D. Izquierdo, C. Andrade). En base a estos autores se propone la siguiente metodología para la evaluación de la adherencia residual en un elemento armado afectado por la corrosión de las armaduras.

Se calcula la relación entre armadura transversal y armadura longitudinal a una distancia de anclaje mediante:		
$\rho = n \left[ (\Phi_w - \alpha P_x) / \Phi \right]^2$		
La fuerza residual de adherencia (MPa) se puede calcular como:		
$\rho > 0.25$ (Cuantía mayor de la mínima)	$0.25 > \rho > 0$ (Valores intermedios)	$\rho = 0$ (Sin cercos)
$f_b = 4.75 - 6.64P_x$	$f_b = 10.04 + [-6.62 + 1.98(\rho / 0.25)][1.14 + P_x]$	$f_b = 2.50 - 6.62P_x$

Tabla 1.11 Evaluación de la adherencia residual en estructuras de hormigón afectadas por corrosión de las armaduras

Descripción de los símbolos:

$\Phi$  Es el diámetro de la armadura longitudinal (mm).

$\Phi_w$  Es el diámetro de los cercos (mm).

$n$  Es el número de barras longitudinales ancladas

$a$  Es el factor de picaduras

$P_x$  Es el ataque por corrosión.

En el caso de contar con una presión exterior  $P$  en MPa se utilizará la siguiente expresión:

$$f_b = (4,75 - 4,64P_x) / (1 - 0,08P)$$

#### 1.5.5.- PÉRDIDA DE LA CAPACIDAD PORTANTE.

Todos los factores anteriormente enunciados, repercuten en la capacidad portante de la estructura (o elemento estructural) afectado por la corrosión de las armaduras.

Aunque no es el tema específico de este trabajo, y ya se ha matizado anteriormente, algunas notas serán remarcadas a este respecto:

-El efecto de la pérdida de la integridad del recubrimiento: Cuando los estados de corrosión sean avanzados, es aconsejable el uso de la sección reducida eficaz de hormigón, eliminando el recubrimiento como sección de hormigón que colabora a soportar compresiones en la comprobación a flexión y cortante virtual en la comprobación a cortante

-En el caso de los soportes, si no se ha determinado un diagrama de interacción específico teniendo en cuenta el estado de deterioro de cada una de las caras, es necesaria la incorporación de una excentricidad adicional que tenga en cuenta esta asimetría en el esfuerzo último de la pieza.

-En el caso de la comprobación a cortante podría ser necesaria la inclusión de la pérdida de cuantía longitudinal por efecto de la adherencia, aunque este factor está del lado de la seguridad.

-En cualquier caso, el presente trabajo no va a profundizar en cómo afecta la corrosión de las armaduras en la pérdida de la capacidad portante, sino de manera colateral.



# **CAPITULO -2º**

## **LOS MECANISMOS DE TRANSPORTE EN EL HORMIGÓN.**



## 2.1.- Introducción, ideas generales.

En una primera aproximación se puede decir que la durabilidad de una estructura de hormigón estructural depende de dos factores:

- Las condiciones ambientales y de uso a que esté sometida.
- La mayor o menor dificultad que el hormigón presenta al paso de sustancias desde el medio ambiente a su interior.

Las normas tienen en cuenta estos factores y, en función del tipo de exposición de la estructura, exigen determinadas características al hormigón para hacerlo más o menos impermeable.

El transporte combinado de calor, humedad y sustancias químicas a través de la masa del hormigón y el intercambio con el medio exterior, así como los parámetros que controlan estos mecanismos de transporte, constituyen los elementos principales de la durabilidad. Si se exceptúa el deterioro mecánico, la presencia de agua es el principal factor de deterioro. La estructura de la red de poros (tipo, tamaño y distribución) y las fisuras gobiernan el transporte de agua a través del hormigón, de modo que el control de la naturaleza y distribución de los poros, así como de las fisuras es una labor esencial en el proyecto y ejecución de una estructura. El tipo y la velocidad de los procesos de degradación del hormigón (físicos, químicos, biológicos, etc.) y del acero de armar y de pretensar (corrosión) determinan la resistencia y rigidez de la estructura. Esto, junto con el aspecto superficial, determina el comportamiento de la estructura.

Las propiedades de transferencia de masa en los materiales pétreos de cemento, son de gran importancia, para el entendimiento de los diversos mecanismos de deterioro, que ocurre en las estructuras de hormigón.

Prácticamente todos los procesos de degradación (exceptuando aquellos relacionados con la acción de las cargas), tienen la permeabilidad como punto de vulnerabilidad para el acceso de los agentes agresivos, relacionándose el transporte de un fluido a través de la estructura porosa del material (Mehta y Monteiro 2005, Neville, 1999).

En el caso de estructuras de hormigón armado convencionales, por una cuestión paradigmática, es la resistencia mecánica la preocupación fundamental de los técnicos. Con todo, en virtud del alto nivel de degradación observado en las estructuras de hormigón armado, algunos investigadores (Helene, 1993), han efectuado estudios más sistemáticos, intentando modelar más detalladamente las propiedades del transporte de fluidos (agua y gases) en los materiales porosos e inferir la importancia de estas propiedades en el deterioro de las estructuras de hormigón.

Una parte importante de la información se basa en las referencias proporcionadas por Sanjuán Barbudo M. (1992) y el Volumen 1 del Model Code 2010.

---

## 2.2. - Microestructura del hormigón.

El establecimiento de modelos microestructurales que permitan predecir la resistencia a la penetración de agentes agresivos en el hormigón es una tarea muy compleja debido a la heterogeneidad del material y a su carácter evolutivo en el tiempo. Sin embargo, su conocimiento y control resultan de vital importancia para la resolución de las cuestiones que se derivan de la necesaria durabilidad del hormigón.

Dentro de este modelo microestructural tiene especial importancia la interfase de unos 10 a 50  $\mu\text{m}$  que se crea entre la pasta de cemento y el árido, o entre ésta y la armadura, ya que ésta es una zona heterogénea con respecto al resto y es especialmente débil desde el punto de vista de la durabilidad.

Aunque realmente la parte constitutiva del hormigón que más afecta a su durabilidad la constituye el volumen exento de materia sólida, o porosidad del material, formado por una red de canales rellenos de agua en función del grado de humedad relativa en equilibrio con la pasta. El agua contenida en los poros puede encontrarse enlazada en las superficies de los poros o rellenando las zonas interlaminares de los silicatos. Esta forma de ligazón del agua servirá para su clasificación.

### 2.2.1. - Pasta de cemento hidratada

La pasta de cemento hidratada, a escala microscópica, está formada por silicatos cálcicos hidratados (gel C—S—H), hidróxido cálcico o portlandita (CH), aluminatos y ferritos cálcicos, sulfoaluminatos cálcicos (AFt, AFm), y cemento anhidro, además de una extensa red de poros capilares que pueden contener una cantidad variable de fase líquida. A continuación se comenta con más detalle cada uno de ellos.

#### Gel C—S—H

El gel de C—S—H es una mezcla de partículas poco cristalizadas con varias morfologías y composición química, que da lugar a un sistema de poros de gel que normalmente contiene agua. La estructura interna de esta fase es muy compleja y aún no está bien determinada. Aquí se describirán algunos aspectos de la misma que permitirá comprender algo más los mecanismos de transporte a través de estas sustancias.

El gel C—S—H es mayoritariamente amorfo y en él se pueden encontrar cantidades significativas de impurezas en forma de óxidos formando soluciones sólidas. En consecuencia, la composición del gel C—S—H es bastante variable. La composición media del gel C—S—H expresada como la relación molar  $\text{CaO}/\text{SiO}_2$  está en torno a 1,5 y 1,7, y en algunos casos valores mayores. (Lachowski et al).

Otros modelos como el de Ludwig (Shebl et al) basándose en estudios de espectroscopia infrarroja y extracción de la fase acuosa atribuyen esta estructura a la tobermorita natural, sin tener en cuenta ni la composición química ni el grado de cristalinidad. Grudemo relaciona esta estructura con la del CH incorporando iones silicato monoméricos. Curreli

supone un sistema tridimensional. Ambas teorías no concuerdan con estudios realizados sobre la estructura aniónica ni con los resultados obtenidos (Taylor).

Otros autores que han aportado un trabajo relevante en cuanto a la definición de un modelo microestructural de la pasta de cemento han sido Feldman y Sereda. Para ellos, los poros de gel o interlaminares tienen un tamaño que varía entre 5 y 25 nm, en función del contenido de agua entre las láminas que forman la estructura del gel. El agua interlaminares tiene un papel decisivo en el comportamiento y propiedades de la pasta de cemento endurecida, en particular, en lo referente a los cambios de volumen reversibles. Precisamente, son los poros interlaminares los que desempeñan un papel primordial en la estabilidad dimensional de la pasta de cemento endurecida; siendo despreciable su efecto sobre la resistencia y la permeabilidad debido al espacio tan pequeño existente entre las partículas.

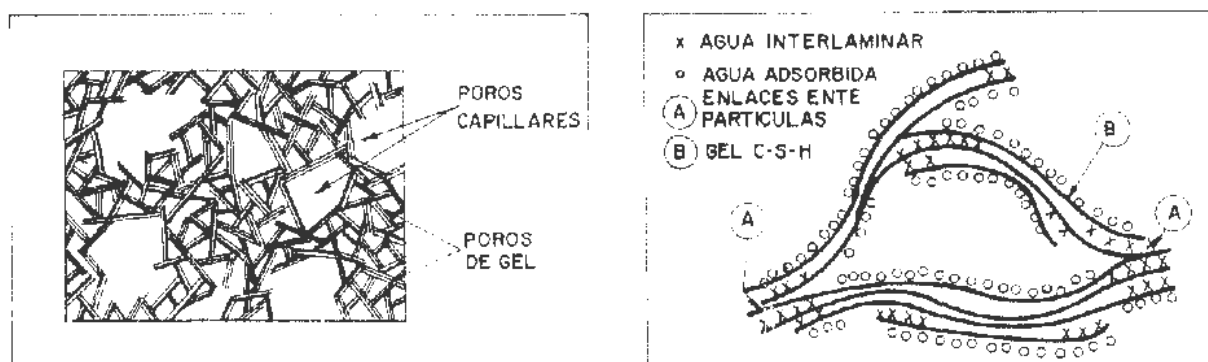


Figura 2.1 Distribución de poros en la pasta de cemento

### Portlandita.

La portlandita constituye entre el 20% y el 25% del volumen de la pasta. Su forma cristalográfica es hexagonal o prismática, en función de las condiciones de formación y, en especial, de la relación agua/cemento (Lea,)

La portlandita aparece cristalizada en forma de nódulos heterogéneamente repartidos en la masa de la pasta de cemento, si bien algunos autores basan la debilidad de las interfases armadura/pasta y árido/pasta a la precipitación en esta zona de portlandita con sus placas hexagonales en orientaciones preferentes, lo que conferiría planos de ruptura de menor energía debido a la no ligazón entre las placas.

Algunos autores (Barnes, Diamond y Dolch,) atribuyen a esta precipitación preferente de la portlandita en la superficie de áridos o armaduras la mayor protección que el acero encuentra en el hormigón con respecto a disoluciones de  $\text{Ca(OH)}_2$  saturadas, ya que esta capa de cristales de portlandita actuaría de barrera física y tampón químico cuando el agente agresivo entrara en contacto con la armadura.

Asimismo, podría reaccionar a lo largo del tiempo con carbonatos de los áridos confiriéndole así mayor resistencia (Javels et al; Monteiro y Mehta). Sin embargo, otros

autores (Scrivener y Pratt, ) no identifican esta capa continua de portlandita, sino que la encuentran irregular, siendo entonces el gel C—S—H y los sulfoaluminatos las fases en contacto con la armadura y con los áridos. Estos autores atribuyen a la relación agua/cemento la responsabilidad de la acumulación local del  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  ya que una elevada relación agua/cemento va a permitir la formación de huecos y cavidades donde la precipitación y la acumulación sería más favorable.

La portlandita tiene un efecto doble en la durabilidad del hormigón ya que al ser la responsable de la elevada alcalinidad del hormigón junto con los álcalis  $\text{Na}^+$  y  $\text{K}^+$  hace al hormigón más reactivo frente a compuestos ácidos pero, por otro lado, constituye la llamada "reserva alcalina" que actúa como disolución amortiguadora o tampón de todos los fenómenos de despasivación del acero que se basan en una acidificación del medio.

La portlandita, además, es la fuente de iones hidroxilo, de elevada movilidad iónica que son responsables tanto de la elevada fuerza iónica de la fase acuosa como del mantenimiento de la electroneutralidad, cuando iones cargados penetran desde el exterior.

### **Aluminatos y ferritos cálcicos**

Estos compuestos provienen de la hidratación de los aluminatos y ferritos del cemento y constituyen entre un 15% y un 20% del volumen de la pasta de cemento hidratada. La reactividad de estos compuestos con sulfatos puede provocar graves problemas de durabilidad si se forma etringita (sulfoaluminato cálcico) expansiva (Jeffery y Chatterji) cuando la pasta ya está endurecida.

Su contribución a la penetrabilidad de la pasta se basa en que contribuyen al número de poros capilares y a que pueden ser inestables con el tiempo tanto reaccionando con sulfatos, como ya se ha mencionado antes, y con cloruros para formar la sal de Friedel, como porque una vez formados estos compuestos, pueden descomponerse liberando  $\text{SO}_4^{2-}$  y  $\text{Cl}^-$  nuevamente, contribuyendo por tanto a una variación de la fase acuosa. Así por ejemplo, cuando se carbonata la pasta de cemento, la posible sal de Friedel existente se descompone en cloruros y en aluminatos cálcicos.

### **2.2.2.- Áridos.**

El árido no actúa en principio de forma activa en el desarrollo microestructural de la pasta de cemento a edades cortas, siendo su interfase con la pasta lo que resulta crucial. Los áridos tienen una permeabilidad del mismo orden que la pasta, si bien no se considera, en general, que los agresivos puedan penetrarlos; sin embargo, Figg encuentra que tanto la permeabilidad al aire como al agua se ve afectada por el tipo de árido empleado.

De los áridos son, en particular, la distribución granulométrica, su forma y rugosidad superficial los parámetros que afectarán al empaquetamiento de las partículas y por tanto a la compacidad o menor penetrabilidad del hormigón.

Con respecto a la durabilidad intrínseca de los áridos, el problema más importante que pueden presentar es su posible reactividad con los componentes de la pasta, ya sea por la presencia de sílice reactiva, sulfuros u otros compuestos que puedan inducir la formación de productos expansivos que creen tensiones internas desencadenantes de fisuras que favorezcan luego, la penetración de agentes agresivos.

### 2.2.3. Interfase árido—pasta

La interfase árido—pasta está formada por una capa de aproximadamente de 1  $\mu\text{m}$  de productos de hidratación entorno al árido, Barnes, Diamond, y Dolch; Langton y Roy, sugieren que se forma una doble capa constituida por  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  cerca del árido y rodeada por otra de gel C—S—H. Sin embargo, Scrivener y Pratt empleando la técnica de BSEM y Javels et al, con la técnica de TEM, no encontraron evidencias de la capa de  $\text{Ca}(\text{OH})_2$ .

La figuras 2.2 y 2.3, muestran los gradientes microestructurales en la zona interfacial árido - pasta (Scrivener y Pratt). En ella se observa un claro descenso de material anhidro y aumento de porosidad en la zona comprendida entre 30  $\mu\text{m}$  y 50  $\mu\text{m}$  (Scrivener y Gartner), y puesto que entre el 15% y 20% de los granos de cemento anhidro son mayores de 50  $\mu\text{m}$ , el empaquetamiento de estos granos determinará la estructura de la zona interfacial. Asimismo, adiciones de pequeño tamaño, como el humo de sílice, provocan que el gradiente de porosidad sea más suave, posiblemente debido al movimiento relativo de las partículas y a su acumulación en esta zona durante la mezcla.

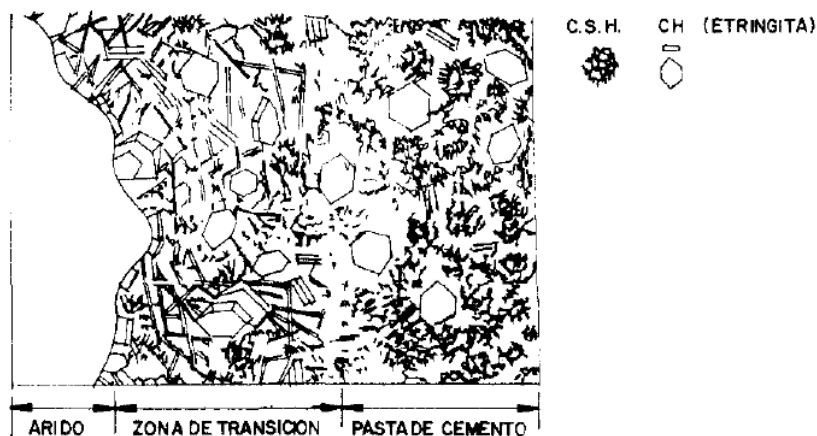


Figura 2.2 Zona interfase árido-Pasta (Scrivener y Pratt)

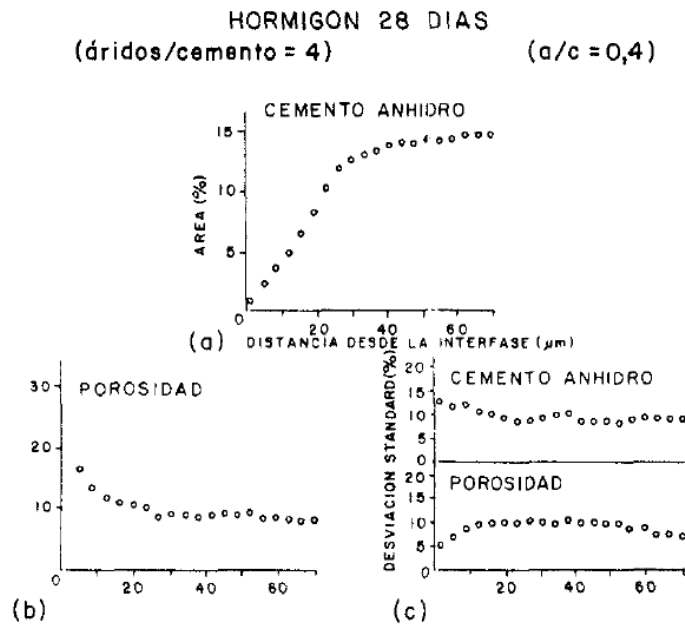


Figura 2.3 Zona interfase árido-pasta (Scrivener y Pratt)

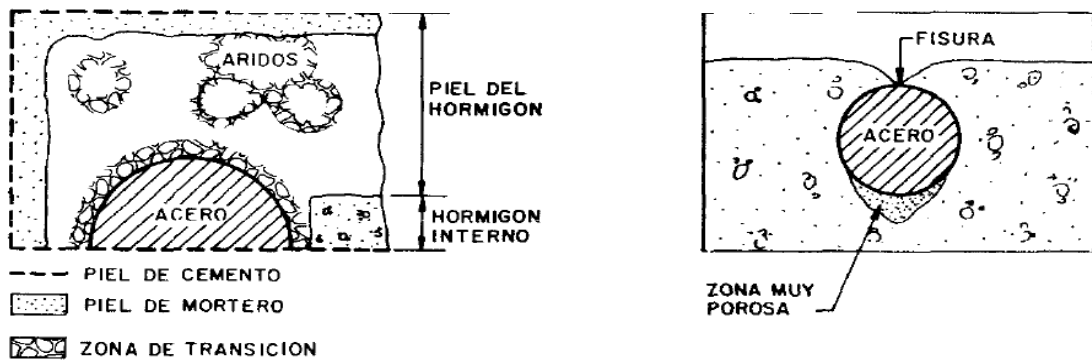


Figura 2.4 (Scrivener y Pratt)

### 2.2.4.- Microestructura del recubrimiento del hormigón

Hasta ahora se ha podido deducir que la pasta de cemento es el resultado del empaquetamiento de una serie de fases sólidas con huecos entre ellas, que van desde los poros de gel, hasta los poros de aire ocluido que pueden estar más o menos interconectados entre sí. También se ha detallado que la presencia de áridos u otros cuerpos sólidos, como las armaduras, introducen una serie de interfases que son asiento de porosidades y heterogeneidades.

Además de esta fuente de heterogeneidades en el hormigón, existe también el resultado de lo que se podría llamar un "efecto de borde" que es el resultado de la forma geométrica finita que tienen las estructuras de hormigón. Así, las zonas de contacto con el encofrado, o el hormigonado de piezas, donde la fuerza de gravedad produzca una segregación de los componentes del hormigón, con acumulación de los áridos más gruesos en el fondo, introducirán unas nuevas heterogeneidades que harán variar la penetrabilidad de los agresivos (Patel et al, 1985).



Winslow y Lin, 1990, en estudios empleando la técnica de porosimetría de mercurio, han concluido en que la pasta de cemento formada en el hormigón tiene una estructura distinta de la pasta aislada, siendo aquella más porosa y presentando mayores diámetros de poro. Igualmente, han comprobado que la estructura del mortero tiene mayor similitud con la del hormigón que con la pasta.

Se va a pasar a continuación a comentar con más detalle la microestructura del recubrimiento de la armadura, por ser la zona del hormigón responsable de su durabilidad.

La microestructura y las propiedades de esta parte externa del hormigón difieren de la interna debido a la heterogeneidades producidas por efectos de sedimentación, segregación, efectos de encofrado, variación entre amasadas de hormigón, contenido de agua en los áridos y gradientes de humedad al evaporarse el agua en la superficie (Parrott, 1991; 1988), entre otras causas.

Parrott, ha medido cuantitativamente los perfiles de humedad en esta zona y ha intentado modelizar su comportamiento (Parrott, 1988; 1991). Sus resultados sugieren que el hormigón se autocura a profundidades superiores a 20 mm, por lo que se puede pensar que el mal curado afectará fundamentalmente a la zona más externa. Kreijer y Nischer (Kreijer, 1990; Nischer, 1986), observaron un gran aumento de permeabilidad con un mal curado en esta zona más externa, afectando ligeramente su resistencia; por lo que, la resistencia del recubrimiento, no es el parámetro más adecuado para caracterizar su durabilidad. En cambio, si resultan más adecuados para el estudio de la absorción de agua, carbonatación acelerada y difusión de cloruros, como se comentara más adelante.

Estos fenómenos producen gradientes microestructurales en unos 50 mm hacia el interior del hormigón. La zona más exterior o "piel" del hormigón es en general más rica en cemento (0,1 mm — 0,3 mm) presentando una acumulación de finos, y apareciendo luego un gradiente donde predomina más el mortero con la aparición de algunos áridos gruesos.

La composición diferente de esta zona se refleja también en que se puede producir una microfisuración más acusada en el mismo. Además, el asentamiento diferencial, (Kreijer, 1987) cuando existe armadura y áridos gruesos, puede provocar fisuras visibles sobre la armadura y huecos debajo de ésta, disminuyendo la adherencia entre ambos materiales.

Así pues, aunque se hablará en general de la permeabilidad del hormigón, se referirá fundamentalmente a esta zona del recubrimiento de las armaduras, ya que es la realmente importante para fijar su durabilidad.

### 2.3.- Porosidad del hormigón

Aunque ya se ha hablado de la porosidad del hormigón en los apartados anteriores al hablar de la microestructura, en el presente apartado se van a resumir los aspectos más importantes.

Por porosidad del hormigón, se entiende la dada por los macroporos del hormigón que representan entre 1% y 3% del volumen después de la mezcla, más la porosidad de la pasta de cemento hidratada y la correspondiente a los áridos. Dando lugar a una graduación del tamaño de poros.

En la figura siguiente, se representa una curva acumulativa del volumen de poros y de distribución de tamaños de poros que puede ser considerada como característica media del hormigón, en donde se comprueba que la porosidad total es de alrededor del 18%: 4% de poros de aire y 14% de poros de agua (Uchikawa et al, 1988).

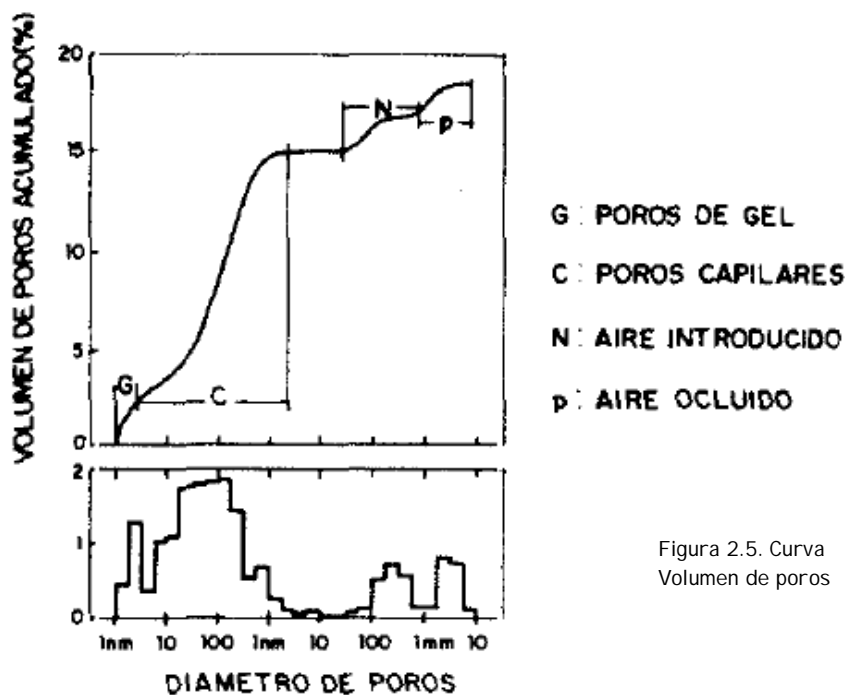


Figura 2.5. Curva Volumen de poros

Los tipos de poros que se encuentran son: poros de compactación, aire ocluido generados por agentes aireantes, poros capilares y poros de gel.

Otros muchos autores han estudiado la porosidad del hormigón y su variación con factores tales como: contenido del cemento, relación agua/cemento (Powers et al, 1954) grado de hidratación (Uchikawa, 1986; Mehta, 1986), presencia de adiciones activas (Manmohan y Mehta, 1981; Scrivener y Bentur, 1988; Scrivener y Gartner, 1988), y adición de aditivos.

El tipo de poros que resulta relevante para los fenómenos de durabilidad del hormigón son los poros capilares que, como se comentado, constituyen alrededor de 2/3 de la porosidad total del hormigón. Estos son los poros que inciden en mayor medida en todos los fenómenos de transporte, debido a la existencia de fuerzas capilares y de tensión superficial que aceleran determinados procesos, y que es a su través por donde penetran los agentes agresivos externos.

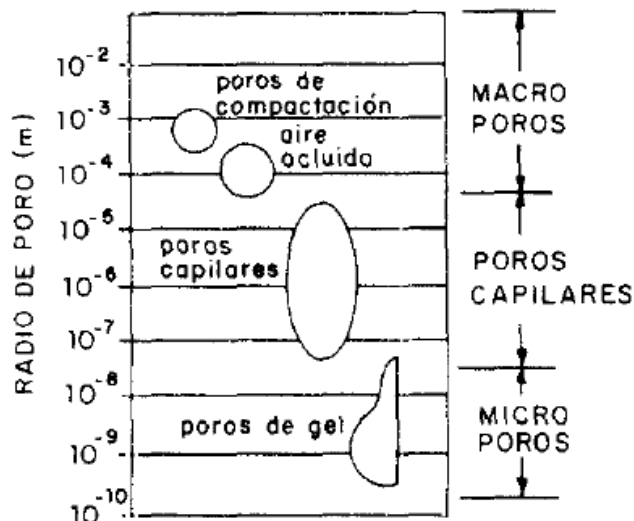


Figura 2.6. Tipos de poros

El volumen de los poros capilares decrece en el sentido del hormigón, mortero y pasta de cemento, por lo que se puede pensar que los áridos producen una gran porosidad capilar en el rango entre  $2 \mu m$  y  $50 nm$ , que difícilmente se puede rellenar con productos de hidratación. Este hecho lo confirmó Uchikawa observando que la porosidad en morteros y hormigones a 28 días en este rango se mantiene casi constante, mientras que la proporción de poros capilares entre 3 nm y 50 nm, características de la pasta de cemento hidratada, aumentaba y la porosidad total disminuía (Uchikawa,1988).

La formación de poros capilares depende además del grado de hidratación, de la relación agua/cemento utilizada. La figura 2.7 muestra la relación exponencial entre la porosidad capilar de la pasta de cemento hidratada, el grado de hidratación y la relación agua/cemento. También se representa la relación entre el espacio no poroso y la resistencia a compresión y la permeabilidad (Mehta, 1986).

De entre las diversas técnicas para el estudio de la distribución del tamaño de poros en el hormigón se pueden destacar, por un lado, la conocida como isothermas de adsorción basada en la aplicación de la teoría de la condensación capilar, y por otro, la porosimetría de mercurio.

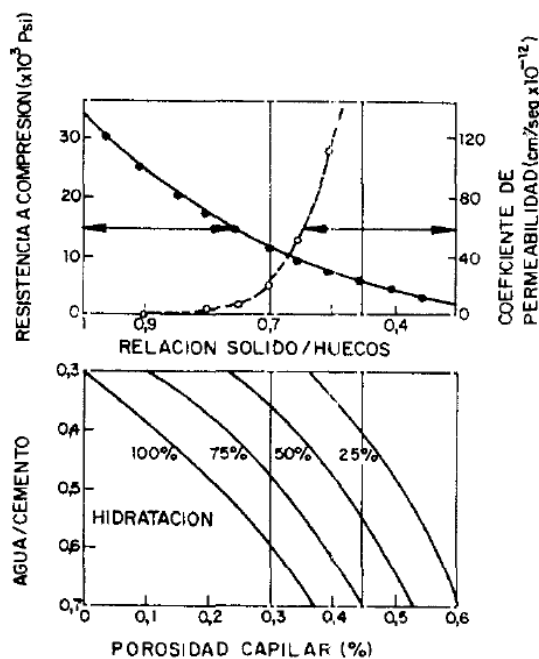


Figura 2.7. Relación porosidad- grado hidratación- a/c

### 2.3.1.- Relación entre la permeabilidad y la estructura porosa del hormigón.

Como ya se ha dicho, los parámetros que determinarán las mayores o menores prestaciones de una estructura de hormigón, en función del entorno en el que estén ubicadas, son la resistencia, la estructura porosa y la permeabilidad.

Así, en buena parte de normas se especifican resistencias, contenido de cemento, relación agua/cemento, etc. para controlar estos parámetros (Shilstone, 1991). Sin embargo, el Eurocódigo propone la medida de la permeabilidad como único criterio para determinar la durabilidad. Este hecho ha motivado la necesidad de encontrar relaciones, no siempre sencillas, entre estos parámetros con el fin de hallar un compromiso eficaz entre diseño y prestaciones.

De este modo (Cabrera, Cusens y Lynsdale, 1989) presentaron su modelo empírico relacionando permeabilidad al oxígeno, porosidad y resistencia a compresión de cubos de hormigón, obteniendo:

Portland:

$$\log K = -15,54 + 1,114 \cdot \log\left(\frac{P}{f_{cu}}\right)$$

Cemento de adición con cenizas volantes:

$$\log K = -15,95 + 1,01 \cdot \log\left(\frac{P}{f_{cu}}\right)$$

El valor de K a un día oscila entre  $10^{-16} \text{ m}^2$  y  $10^{-14} \text{ m}^2$  para hormigones buenos y malos, respectivamente. En todos los modelos en los que se quiera relacionar la permeabilidad con la porosidad se tienen que tener en cuenta variables como la relación agua/cemento, grado de hidratación u otras, ya que no existe una relación única entre estos dos parámetros.

Nyame (Nyame e Ilíston, 1981) encuentra relaciones lineales entre porosidad y permeabilidad de pasta de cemento hidratada para distintas relaciones agua/cemento. Asimismo, encuentra una gran concordancia entre la permeabilidad y el parámetro estructural definido por la teoría del radio hidráulico.

### 2.4.- Fase acuosa contenida en los poros del hormigón

La presencia de agua o humedad es el factor individual más importante que controla los diferentes procesos de deterioro del hormigón, excluyendo los daños mecánicos. El transporte de agua en el hormigón está determinado por el tipo y la distribución del tamaño de poros. Igualmente, la composición química de la fase acuosa existente en el interior de los poros es de vital importancia desde el punto de vista electroquímico por ser el medio electrolítico conductor en los procesos de corrosión de armaduras.

El estudio de la fase acuosa interesa también para el conocimiento de los mecanismos de hidratación del cemento (Rechenberg y Sprung, 1983; Lawrence, 1965; Barneyback y Diamond, 1981; Taylor, 1987; Moragues et al, 1987, 1988, 1991; Goñi et al, 1990), todos relacionados por Sanjuan Barbudo, 1992, estudio de reacciones árido—álcali (Nixon y Page, 1986 y 1988), efecto de las adiciones (Canham et al, 1987; Kawamura et al, 1988; Diamond, 1981; Lorenzo, 1993) además de para el conocimiento de la evolución del electrólito en problemas de corrosión de armaduras (Yonezawa et al, 1988; Goñi y Andrade, 1990; Page y Vennesland, 1983; Diamond, 1986; Andrade y Page, 1986; Gaztañaga, 1993), relacionados por Sanjuan Barbudo 1992, etc.

La concentración inicial de cada uno de los iones en la fase acuosa depende de las características de cada cemento y de la relación agua/cemento. Así en el momento de amasado todos los iones  $\text{OH}^-$ ,  $\text{SO}_4^{2-}$ ,  $\text{Na}^+$ ,  $\text{K}^+$ ,  $\text{Ca}^{2+}$ , pasan a la disolución en mayor o menor proporción en función de la composición del cemento. Es de destacar el comportamiento de los iones calcio cuyas concentraciones superan a las de saturación (20 nmol/litro), debido tanto al hecho de que la disolución, al evolucionar rápidamente, no permite alcanzar una situación de equilibrio termodinámico, como al hecho de su mayor solubilidad mientras haya otros iones presentes (Moragues et al, 1987 y 1988). Durante unas horas, la composición inicial se mantiene más o menos constante hasta que llega el momento de la formación de los sulfoaluminatos, a partir del cual los iones calcio y sulfato comienzan a disminuir a la vez que los iones hidroxilo, sodio y potasio aumentan.

Los valores finales de pH varían en función del contenido en iones sodio y potasio, pero se suelen situar siempre por encima de 13. En la figura siguiente, se dan algunas curvas de evolución de la composición química de la fase acuosa (Longuet et al, 1973).

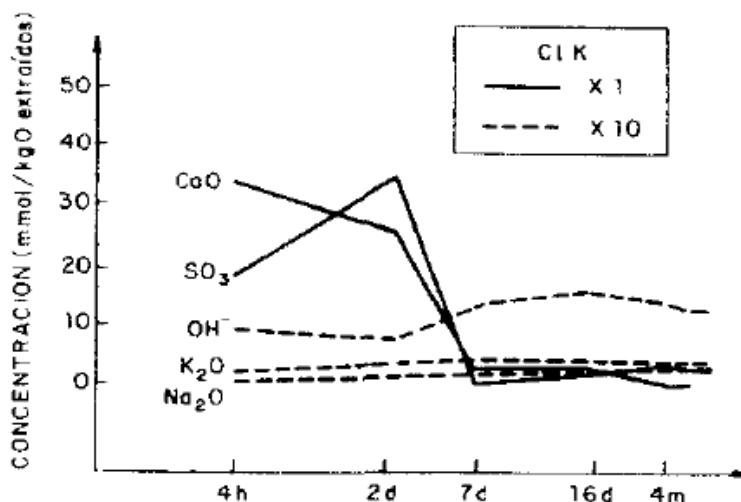


Figura 2.8. Evolución química de la fase acuosa

Además de esta composición química, hay que recordar la importancia de la portlandita precipitada que queda como reserva alcalina para actuar como tampón regulador del pH. En particular, cuando se produce la carbonatación del hormigón, la fase acuosa se ve sometida a un proceso de neutralización a partir del  $\text{CO}_2$  atmosférico. En principio esta carbonatación debería llevar a la formación de una disolución de carbonatos y bicarbonatos

sódicos y potásicos, que incluso en proporciones adecuadas podrían originar la disolución tampón de pH igual a 10,4, bien conocida. Sin embargo, está bien demostrado que el pH en hormigones carbonatados es inferior a 8 (decolora el indicador de fenolftaleína), por lo que se ha interpretado que los iones sodio y potasio son adsorbidos por el gel de sílice que se forma durante la carbonatación de los silicatos (Andrade y Page, 1986). Entonces sólo quedarían los iones hidroxilo y calcio que pasarían a formar carbonatos insolubles, siendo el pH final el del agua sin iones.

Por otro lado, resulta también de capital importancia en relación al estudio de la corrosión de armaduras, el análisis de los cambios que puede introducir en la composición química de la fase acuosa la presencia de cloruros y, por lo tanto, la relación  $Cl^-/OH^-$ , responsable de la posible despasivación de las armaduras.

Los iones cloro ejercen un efecto distinto si son añadidos en el momento del amasado o si penetran desde el exterior. En el primer caso alteran los equilibrios de precipitación del  $Ca(OH)_2$  que se producen, y en el segundo caso, la obligada electroneutralidad de la materia hace que si penetran iones cloruro, también lo hagan otros iones positivos o se lixivien iones negativos de la pasta de cemento, como los hidroxilos.

Cuando se añade cloruro cálcico en el amasado, la presencia del ion común calcio hace que el pH de la fase acuosa descienda (Moragues et al, 1987 y 1988) situándose en valores alrededor de 11, mientras que si se añade cloruro sódico, el equilibrio de precipitación del hidróxido cálcico no se altera y el pH tampoco varía prácticamente, excepto por el cambio de fuerza iónica. Para la despasivación de la armadura lo que resulta relevante es la relación  $Cl^-/OH^-$ .

En el caso del hormigón, el problema se complica, ya que resulta más difícil seguir las concentraciones con el tiempo, puesto que el ion cloruro se combina con los aluminatos, y su concentración varía no sólo con el tiempo sino también con la proporción de estos y su reactividad. Como factores que hacen más complejo el fenómeno en el hormigón es la resistividad del mismo, que altera la movilidad de los iones, y el mayor o menor contenido de humedad en los poros que influirá en el acceso de oxígeno, elemento fijador del potencial electroquímico, y en la estabilidad de la capa pasivante.

La presencia de cloruros reduce la resistencia óhmica, lo cual favorece la conexión eléctrica entre el ánodo y el cátodo.

Una técnica que permite el estudio de la relación  $Cl^-/OH^-$  crítica en el hormigón es la extracción y análisis de la fase acuosa del hormigón a diversas edades. Los resultados obtenidos son contradictorios, ya que mientras que Goñi y Andrade (Goñi y Andrade, 1990) y Petterson (Petterson, 1992) han obtenido valores similares a las disoluciones realizadas en laboratorio, otros (Mangat y Molloy, 1992; Tritthart, 1990) han obtenido valores mayores, es decir se necesita una mayor concentración de ion cloruro antes del inicio de la corrosión. Hasta el momento no se conoce el motivo de esta variación.

---

Los iones cloruro se pueden encontrar disueltos en la fase acuosa, enlazados químicamente formando compuestos hidratados, o adsorbidos en la superficie de los compuestos hidratados del cemento. Tuutti ha encontrado una relación lineal entre los iones cloruros libres en disolución y enlazados en equilibrio. La constante de proporcionalidad la sitúa entre 0,7 y 3,8 (Tuutti, 1983). La composición química del cemento es el factor que más afecta a la capacidad del sistema de retener iones cloruro; en particular, la existencia de  $C_3A$  en el clínquer favorecerá la formación de la sal de Friedel. Por lo tanto, los cementos de adición (con puzolanas o escorias), que presentan un bajo contenido de  $C_3A$ , enlazarán un porcentaje pequeño de los iones cloruros totales presentes en el material; en cambio, estos cementos producen una mayor cantidad de gel de sílice, el cual también actúa adsorbiendo iones cloruro. Este hecho provoca que se encuentren resultados contradictorios en la literatura sobre la inmovilización de iones cloruro en cementos de adición (Regourd, 1980; Roy et al, 1986). Igualmente, el tipo de catión que acompañe al cloruro afectará al equilibrio químico de estos iones, de esta forma, los iones cloruro provenientes del  $CaCl_2$  se combinan en mayor proporción que los debidos al  $KCl$  (Page et al, 1991).

En resumen, en función de la concentración total de iones cloruro se pueden dar dos situaciones: la primera viene caracterizada por una relación lineal entre los iones cloruros totales y los inmovilizados, hasta que se satura su capacidad de retención y se llega a la segunda situación, en donde el contenido de iones combinados es constante.

#### **2.4.1.- Respecto de la concentración límite de iones cloruro para el inicio de la corrosión.**

El valor crítico de cloruros no es constante ya que depende de la composición de la fase acuosa en cada momento, y ésta a su vez viene establecida por las características del hormigón (Page y Vennesland, 1983) y de las condiciones ambientales; así como del tipo de sal implicada (Hansson y Berke, 1988). Algunos autores sitúan al contenido crítico de cloruros entorno al 1% en peso de cemento.

Sin embargo, como se ha comentado anteriormente, es la relación  $Cl^-/OH^-$  la que determina más claramente el inicio de la corrosión. Por lo tanto, factores como la evaporación del agua de la fase acuosa producirá un aumento de la concentración de iones cloruro libres incrementando el valor de  $Cl^-/OH^-$ . Por otra parte, la carbonatación destruye los compuestos hidratados como la sal de Friedel que se descompone en  $CaCO_3$  y óxido de aluminio liberando  $Cl^-$  y agua, y el gel  $C-S-H$  se descompone liberando los iones cloruros adsorbidos. El resultado será que en un cemento carbonatado la mayoría de los cloruros estarán libres en disolución y la concentración de  $OH^-$  será baja, con lo que el nivel crítico se podrá alcanzar antes.

También hay que mencionar que la actuación de los cloruros en el proceso de corrosión es catalítica, y en consecuencia, no existirá un consumo efectivo de iones cloruro en dicho proceso.

## 2.5.- Mecanismo de transporte de agentes agresivos a través del hormigón.

Los agentes agresivos, tanto para el hormigón como para el acero, penetran a través de la red de poros del hormigón, bien en estado gaseoso o líquido, bien como iones disueltos en la fase acuosa contenida en los poros. Un flujo de iones puede producirse por la existencia de una diferencia de concentración de los iones entre distintas partes del electrólito (difusión). De forma similar existe un flujo de cargas si estas diferencias son de potencial electrostático (emigración o conducción) Finalmente, si se generan diferencias de densidad o de temperatura, el líquido se desplaza de forma conjunta produciéndose un flujo hidrodinámico.

En general, los mecanismos de transporte difieren unos de otros en la fuerza impulsora que actúa, pudiendo ser ésta un gradiente de concentraciones, temperatura, presión, potencial eléctrico, etc.

En cualquier caso, los principios del transporte de fluidos que sirven como base para modelar las agresiones en materiales porosos los establece Prezzi, 1995, he indica cuatro tipos básicos de mecanismos.

Flujos de agua, eléctricos, químicos y de calor.

Genéricamente las leyes que rigen tales tipos de mecanismos son lineales, pudiéndose explicar a través de la ecuación tipo:

$$\frac{J_i}{A} = L_{ii} X_i$$

Donde:

- $J_i$  Flujo
- $A$  Sección transversal al flujo
- $L_{ii}$  Conductividad del tipo de flujo
- $X_i$  Gradiente del flujo

El modelo propuesto deriva de la ecuación general de Helmholtz.

$$\frac{\partial}{\partial x} \left( K_x \frac{\partial \phi}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( K_y \frac{\partial \phi}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left( K_z \frac{\partial \phi}{\partial z} \right) + Q = cp \frac{\partial \phi}{\partial t}$$

Donde:

$\phi(x, y, z) =$  Función a determinar.

La ecuación anterior tiene aplicación en varios campos de la ingeniería.



Ecuación	$\phi$	D	q	Ley Constitutiva
Calor	Temperatura t		Flujo de calor	Fourier $q=-D\nabla T$
Fluidos a través de poros	Carga piezométrica	Coef. De permeabilidad	Flujo volumétrico	Darcy $q=-D\nabla \phi$
Difusión	Concentración iónica	Coef. De difusión	Flujo de iones	Fick $q=-D\nabla \phi$

### 2.5.1.- Flujo de agua.

Las bases para el tipo de modelo fueron propuestas por primera vez por Henry Darcy en 1856 (Hansen, 1997), El investigador analizó el flujo de agua en estado estacionario y a través de una serie de experimentos, se observa la relación.

$$\frac{q_h}{A} = -K_h \cdot i_h$$

Donde:

- $q_h$  Flujo de agua en  $m^3/s$
- A Sección transversal  $m^2$
- $K_h$  Conductividad eléctrica  $m/s$
- $i_h$  Gradiente hidráulico.

Se observa que la conductividad hidráulica depende tanto de las características del fluido como del estado de los poros, siendo directamente proporcional a la porosidad e inversamente proporcional a la viscosidad del fluido.

### 2.5.2.- Flujo eléctrico.

Este tipo de modelo considera la difusión de iones causada por una variación de potencial entre dos electrodos, obedeciendo la clásica ley de Ohm.

$$\frac{I}{A} = -\sigma \frac{\partial V}{\partial x}$$

Donde:

- $I/A$  Densidad eléctrica ( $Coulomb/s/cm^2$ )
- $\sigma$  Conductividad eléctrica (se puede considerar el inverso de la resistividad)
- $\partial V / \partial x =$  Gradiente del voltaje.

### 2.5.3.- Flujo de calor.

Es aplicación de los principios de transferencia de masa y energía, donde se considera la variación de temperatura entre dos regiones (calor-frio), siendo descrita por la ley de Fourier, presentada por primera vez en 1882, empleada para describir el fenómeno de la conducción en materiales.

$$\frac{q_t}{A} = -K_t \frac{\partial T}{\partial x}$$

Donde:

$q_t$	Cantidad de calor transferida en unidad de tiempo(joule/s)
$A$	Sección transversal (m <sup>2</sup> )
$K_t$	Conductividad térmica (joule/m/°k/s)
$\partial T / \partial x =$	Gradiente de temperatura.

### 2.5.4 Flujo químico.

Se considera como flujo químico el proceso donde los iones se mueven por la influencia de un gradiente químico (diferencia de concentración), en ausencia de cualquier gradiente hidráulico. En 1855, Fick, creó un modelo matemático para la difusión en materiales permeables, elaborando, a partir de sus investigaciones, dos leyes de transporte en donde la primera es representada por la ecuación:

$$F = -D \frac{\partial C}{\partial x}$$

Donde:

$F$	Masa transportada (kmol/m <sup>2</sup> /s)
$D$	Coef. de difusión (m <sup>2</sup> /s)
$C$	Concentración (Kmol/m <sup>3</sup> )
$X$	Distancia de transporte (m)

A través del análisis de las ecuaciones de flujo se observa que los coeficientes que rigen la conductividad de los diversos fenómenos ( $K_n, \sigma, K_t, D$ ), tienen signo negativo, indicando que el flujo se da siempre en el sentido de menor concentración del material o energía.

La segunda ley de Fick fue empleada por primera vez por Collepardi (Collepardi et al, 1970), para modelar la penetración de iones en el hormigón y la formulación propuesta fue la siguiente:

$$\frac{\partial C}{\partial t} = -D \cdot \frac{\partial^2 C}{\partial x^2}$$

Donde:

$D$	Coef. de Difusión (m <sup>2</sup> /s)
$C$	Concentración (Kmol/m <sup>3</sup> )
$X$	Distancia de transporte (m)
$t$	Tiempo (s)

Hansen 1997, presento esta ley de una manera más práctica para un flujo unidireccional considerando una placa de espesor (dx), que presenta una carga interna de iones (Q), con un flujo de iones con intensidad (q<sub>x</sub>), pasando a través de un área (A).

La cantidad de iones que pasan a través de la losa se puede expresar por la diferencia entre la cantidad de material que atraviesa el elemento, respecto a la cantidad inicial.

$$I_2 = A[(q_x + dq_x) - q_x] = Adq_x$$

Donde:

- I<sub>2</sub> Cantidad de iones que pasan a través de la losa.
- q<sub>x</sub> Flujo a través de la losa.
- A Área del elemento.
- dq<sub>x</sub> Cantidad de iones transportados por el flujo.

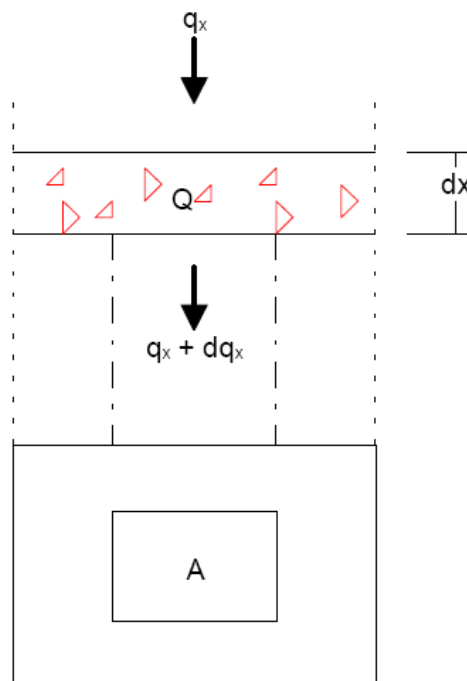


Figura 2.9. Representación de Hansen

La variación de concentración iónica (φ), en el tiempo está dada por:

$$I_3 = \frac{d\phi}{dt} Adx$$

Donde:

- I<sub>3</sub> Cantidad de iones que varían en el tiempo.

Determinadas las partes de contribución de cada uno de los fenómenos se puede aplicar el principio de conservación de la masa (Hansen, 1997).

$$QAdx + Adq_x - \frac{d\phi}{dt} Adx = 0$$

Dividiendo los miembros de la ecuación por Ad<sub>x</sub>, se tendrá:

$$\frac{dq_x}{dx} + Q = \frac{d\phi}{dt}$$

Como no hay generación interna de iones en el elemento estructural, se puede hacer Q=0, de esta forma la ecuación quedará:

$$D \frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} = \frac{\partial \phi}{\partial t}$$

Ya que la variable analizada es la concentración de iones (C), la forma final de la segunda ley de Fick se expresa:

$$\frac{\partial C}{\partial t} = -D \frac{\partial^2 C}{\partial x^2}$$

Donde:

D	Coef. de Difusión (m <sup>2</sup> /s)
C	Concentración (Kmol/m <sup>3</sup> )
X	Distancia de transporte (m)
t	Tiempo (s)

La misma solución se puede encontrar detalladamente en el trabajo de Liang et al, 1999, donde se emplea la transformación de Laplace, admitiendo las condiciones de contorno:

$$C(x, 0) = 0 \rightarrow t = 0 \quad C(0, t) = C_s \rightarrow x = 0$$

Con lo que la forma final será:

$$C(x, t) = C_i + (C_s - C_i) \operatorname{erfc} \left( \frac{x}{\sqrt{4tD}} \right)$$

Donde:

C(x,t)	Concentración de cloruros en el hormigón, a una distancia x de la superficie y en un tiempo t (en %).
C <sub>i</sub>	Concentración inicial de cloruros en la masa de hormigón (en %)
C <sub>s</sub>	Concentración en la superficie (en %)
x	Distancia a partir de la superficie de exposición a los cloruros. (en cm)
t	Tiempo de exposición (en años)
D	Coeficiente de difusión de cloruros (en cm <sup>2</sup> /año)
erfc(z)	Función complementaria de la de error de Gauss.

Con todo, el artículo en italiano de 1970 de Collipardi, fue dado a conocer a la comunidad científica dos años más tarde en (Collipardi et al., 1972), alerta de que las principales dificultades están en la determinación de la concentración superficial de cloruros y sobre todo en el coeficiente de difusión de cloruros, ambos parámetros los considera constantes.

### 2.5.5.- Transporte de líquidos y gases en el hormigón endurecido (CM-10)

Aspectos importantes del transporte son analizados en el capítulo 5 del CM-10, sobre materiales, resumiendo como medios físicos de transporte la difusión y la succión capilar para líquidos, gases e iones.

Las características del transporte son claramente dependientes de las propiedades del material por ejemplo la relación agua/cemento, aditivos, edad, curado, etc.

Una aportación notable del CM-10, es el establecimiento de las relaciones entre las diversas propiedades y la resistencia a compresión, parámetro que cualifica al propio hormigón, y puede representar un valor sustitutivo de la microestructura del material, aunque han de tomarse como aproximaciones razonables, por lo que no debieran eximir de su experimentación en los casos concretos.

Es recomendable, para mayor detalle sobre las propiedades de transporte, RILEM TC 116 PCD, State-of-the-Art Report: Performance Criteria for Concrete Durability (1995) ó RILEM TC 146 TCF, State-of the- art Report: Penetration and Permeability of Concrete: Barriers to organic and contaminating liquids (1997).

Los hormigones autocompactantes (HAC) presentan una micro estructura más densa por lo que tienen mayor resistencia a la penetración de sustancias. Para mayor detalle, RILEM TC 205 DSC, State-of-the-art Report: Durability of self-compacting concrete (2007). Por el contrario los hormigones ligeros proporcionan transportes ligeramente superiores a los de resistencia normal.

### 2.6.- La Difusión como medio de transporte.

Los gases, líquidos y sustancias disueltas son transportados por un gradiente de concentración constante de acuerdo con la primera ley de Fick de difusión:

$$Q = D \frac{c_1 - c_2}{l} At$$

Donde:

Q	Es la cantidad de sustancia transportada en [g]
$c_1 - c_2$	Es la diferencia de concentración en [g/m <sup>3</sup> ]
l	Es el espesor de la sección penetrada en [m]
A	Es el área penetrada en [m <sup>2</sup> ]
t	Es el tiempo en [s]
D	Es el coeficiente de difusión en [m <sup>2</sup> /s]

En la mayoría de los casos se producen fenómenos transitorios de difusión, es decir, la cantidad de sustancia en difusión varía con la ubicación x, y con el tiempo t. Desde la primera ley de la difusión de Fick del equilibrio de un elemento de volumen penetrado, se deriva la segunda ley de difusión, que describe el cambio en la concentración de un

elemento con el tiempo según la siguiente ecuación, que es válida para el flujo unidimensional:

$$\frac{\partial c}{\partial t} = D \frac{\partial^2 c}{\partial x^2}$$

En los casos en los que la sustancia de difusión se convierte en fija, como en el caso de difusión de los iones cloruro, la ecuación anterior debe ampliarse:

$$\frac{\partial c}{\partial t} = D \frac{\partial^2 c}{\partial x^2} + s$$

Siendo  $s$ : depósitos, es decir, la cantidad de sustancia transportada que se fija al hormigón.

Con frecuencia, la difusión de los iones se describe por la ecuación:

$$\frac{\partial c_{libre}}{\partial t} = D_{eff} \frac{\partial^2 c_{libre}}{\partial x^2}$$

Donde:

$c_{libre}$  Concentración de iones libres

$D_{eff}$  Coeficiente de difusión efectivo

Si algunos de los iones se vuelven fijos, esto se tiene en cuenta por un ajuste en el coeficiente de difusión. Por lo tanto  $D_{eff}$  en la ecuación no es constante sino que varía con el tiempo de exposición.

### 2.6.1.- Difusión de agua.

Los procesos de absorción capilar, flujo superficial y difusión de vapor de agua se producen simultáneamente, y es muy difícil aislarlos. Sin embargo, sí se puede experimentar en unas condiciones tales que un proceso predomine sobre los demás. Además, el comportamiento higroscópico del hormigón lleva a incertidumbres en la evaluación del riesgo de condensación en los poros, dificultando su modelización (Kan et al, 1991).

En el caso de la difusión de vapor de agua en morteros, se ha comprobado que los morteros no carbonatados son más permeables que los carbonatados, y que a partir del 60% de humedad relativa, este proceso de penetración de agua va ganando importancia llegando al máximo con el 100% de humedad relativa.

Kropp propone una relación potencial entre el coeficiente de permeabilidad  $K_w$  y el coeficiente de difusión del vapor de agua  $D_c$  (Kropp y Hilsdorf, 1983) del tipo:

$$K = \text{constante} \cdot D_c^b$$

Como puede comprobarse en la figura 2.10.

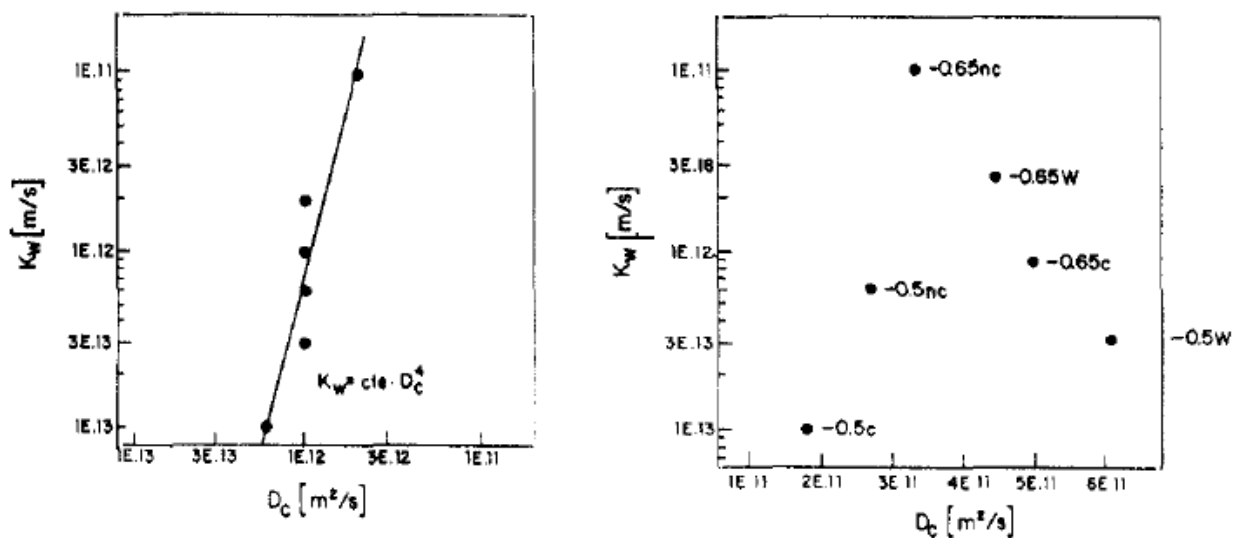


Figura 2.10. Relación Kw y Dc (Kropp y Hilsdorf)

En cambio, la permeabilidad no presenta ninguna relación sencilla con el coeficiente de difusión del vapor a humedad relativa mayor del 90%. Al 100% de humedad relativa el coeficiente Dc debería ser proporcional al coeficiente Kw para una presión de agua en el poro nula.

El inconveniente que existe a la hora de comprobar, radica en la dificultad de medir el coeficiente de difusión del vapor de agua (Dc) al 100% de humedad relativa.

El transporte de vapor de agua puede ser descrito por la primera ley de difusión de Fick introduciendo un gradiente de la humedad relativa en el poro como fuerza impulsora. El coeficiente de difusión D es una función no lineal de la humedad relativa local del poro (H). El volumen de agua transportada viene dado por:

$$V = D(H) \frac{dH}{dx} At$$

Donde:

- V Es el volumen de agua transportada en [m<sup>3</sup>]
- D(H) Es el coeficiente de difusión en [m<sup>2</sup>/s] en la humedad relativa del poro H
- $\frac{dH}{dx}$  Es el gradiente de humedad relativa en los poros [m<sup>-1</sup>]
- A Área penetrada en [m<sup>2</sup>]
- t Tiempo en [s]

El transporte de vapor de agua en el sistema de poros del hormigón implica distintos mecanismos de transporte y fuerzas conductoras, por lo tanto D no es constante. En la mayoría de los casos el coeficiente de difusión se aplica para describir la migración de la humedad. Como fuerza conductora puede ser considerada la concentración local de humedad c [g/m<sup>3</sup>].

El coeficiente de difusión D en la concentración local de humedad c, puede ser determinada experimentalmente de acuerdo con EN12086 "Determinación de la propiedades de transmisión del vapor de agua". Este método de ensayo ha sido ampliamente usado para probetas de hormigón, pero hay que tener en cuenta que está previsto originalmente para productos de aislamiento térmico.

Un enfoque más conveniente para describir la difusión del vapor de agua se logra por la definición de la humedad relativa del poro  $0 < H < 1$  que es correlacionada con la concentración de humedad c por isothermas de adsorción.

Para los fenómenos transitorios, como el secado de una sección transversal de hormigón, la

ecuación de equilibrio:

$$\frac{\partial c}{\partial t} = D \frac{\partial^2 c}{\partial x^2}$$

se transforma en:

$$\frac{\partial H}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left( D(H) \frac{\partial H}{\partial x} \right)$$

Para condiciones isotérmicas, el coeficiente de difusión puede ser expresado como función de la humedad relativa de poro  $0 < H < 1$  de acuerdo a la ecuación:

$$D(H) = D_1 \left[ \alpha + \frac{1 - \alpha}{1 + \left[ \frac{(1-H)}{(1-H_c)} \right]^n} \right]$$

Donde:

$D_1$	Es el máximo de D(H) para H=1 en [m <sup>2</sup> /s]
$D_0$	Es el mínimo de D(H) para H=0 en [m <sup>2</sup> /s]
$\alpha$	= $\frac{D_0}{D_1}$
$H_c$	Es la humedad relativa del poro en $D(H) = 0.5D_1$
n	Es un exponente
H	Es la humedad relativa del poro

Esta ecuación sólo es válida para hormigones de resistencia normal, no hay datos disponibles de pruebas que cubran hormigones de alta resistencia.

Los siguientes valores aproximados pueden ser asumidos según el CM-10:

$\alpha$	= 0.05
$H_c$	= 0.80
n	= 15

$D_1$  puede ser estimado con la ecuación:  $D_1 = \frac{D_{1,0}}{f_{cm} - 8}$

Donde:

$D_{1,0}$	= $1 \cdot 10^{-8}$ [m <sup>2</sup> / s]
$f_{cm}$	Es la resistencia media a compresión [MPa]



La siguiente figura muestra la relación entre el coeficiente de difusión del agua  $D_1$  y la resistencia al compresión, en condiciones de  $D_1$ , máximo del coeficiente de difusión del agua  $D(H)$ , para  $H=1$ ; siendo  $H$ : humedad relativa local del poro

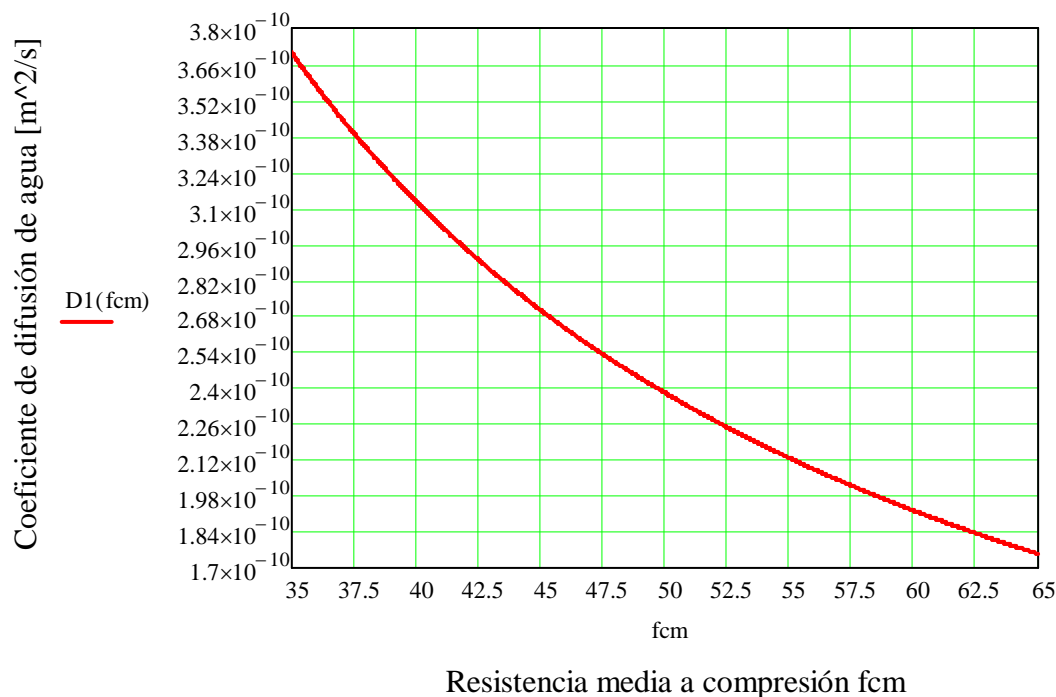


Figura 2.11. Relación entre el coeficiente de difusión  $D_1$  y la resistencia a compresión  $f_{cm}$

### 2.6.2.- Difusión de gases

Diversos autores han estudiado la difusión de gases a través del hormigón, tales como el oxígeno (Lawrence, 1984; Hurling, 1984), y el nitrógeno (Schiewiete y Ludwig, 1966), tanto en estado estacionario (Lawrence, 1984) como transitorio (Hurling, 1984). Como ya se ha visto, en el primer caso se aplica la primera ley de Fick, mientras que es la segunda ley la aplicada al estado no estacionario.

El coeficiente de difusión efectivo del  $CO_2$  se ha estimado a partir de medidas indirectas, ya sea del coeficiente de difusión del  $O_2$  (Tuutti, 1982) o de parámetros fisicoquímicos (Papadakis et al, 1989), debido a que su reactividad con los compuestos básicos del hormigón dificulta su medida directa. La figura 2.9 muestra la relación obtenida por Houst y Wittmann, entre los coeficientes de difusión del  $CO_2$  y del  $O_2$ , en ella se comprueba gran similitud para bajas humedades relativas, a las cuales la reacción de carbonatación se haya frenada por falta de agua (Houst y Wittmann, 1986).

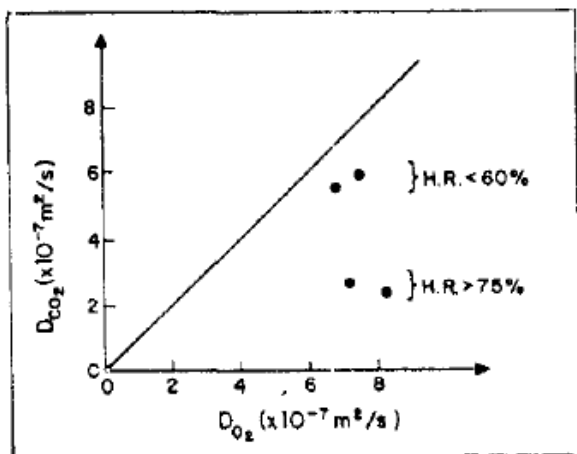


Figura 2.12. Coeficientes de difusión del CO<sub>2</sub> y del O<sub>2</sub>

El oxígeno desempeña un papel favorecedor de la reacción catódica en la corrosión del acero, y su presencia controlará la corrosión del mismo.

El coeficiente de difusión del O<sub>2</sub> en hormigón saturado varía entre 10<sup>-6</sup> cm<sup>2</sup>/s y 10<sup>-9</sup> cm<sup>2</sup>/s (Tuutti, 1982; Lawrence, 1984; Gjbrv et al, 1986). Las variaciones encontradas se deben a la diferencia entre materiales, a la preparación de muestras, al contenido en humedad de los poros y sobre todo las técnicas de medida (Page y Lambert, 1987; García, 1988).

La figura 2.13 muestra la influencia de la temperatura de secado en el preacondicionado, en la medida del DO<sub>2</sub>.

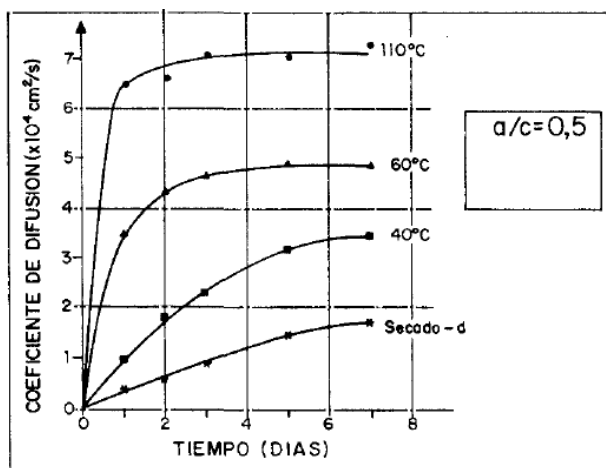


Figura 2.13

Debido a la estrecha conexión entre la relación agua/cemento y la porosidad capilar, ya comentada anteriormente, es de esperar que al aumentar la relación agua/cemento se obtengan coeficientes de difusión del O<sub>2</sub> mayores. Asimismo, el contenido de humedad en los poros (Tuutti, 1982) y el tipo de curado (Kobayasi y Schuttch, 1991) afectan significativamente al valor del coeficiente de difusión, DO<sub>2</sub>; en cuanto al contenido de humedad, debido a la mayor difusión de gases en medios gaseosos que en líquidos, y en lo relativo al curado, como consecuencia de la enorme influencia de éste en la determinación de la microestructura porosa del hormigón, como ya se ha comentado.

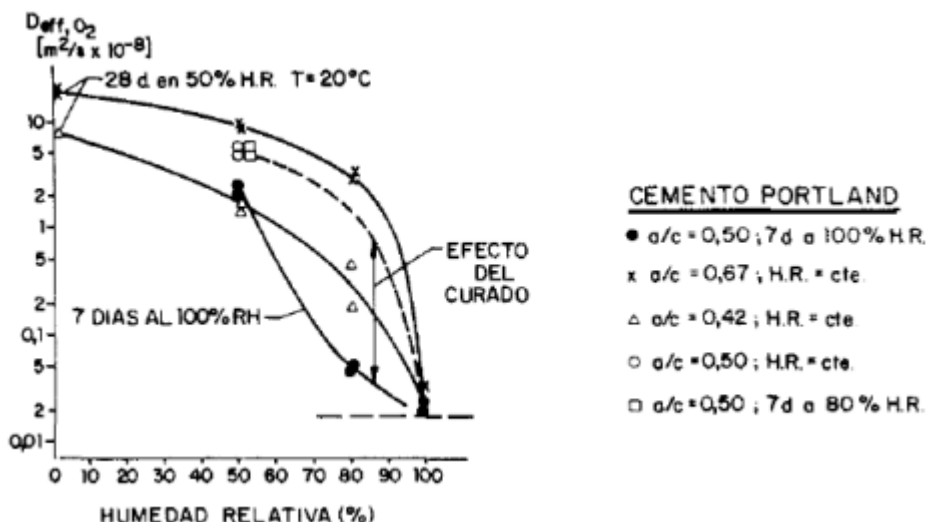


Figura 2.14. Relación entre humedad relativa, efecto del curado y coeficiente de difusión

Con adiciones del tipo de las escorias de alto horno y polímeros (Kobayasi y Schuttch, 1991) se ha obtenido reducciones del coeficiente  $DO_2$  de 1/2 ó 1/10, respectivamente.

La figura 2.14 muestra la variación de hormigones de cemento portland y con escorias en función de la humedad relativa.

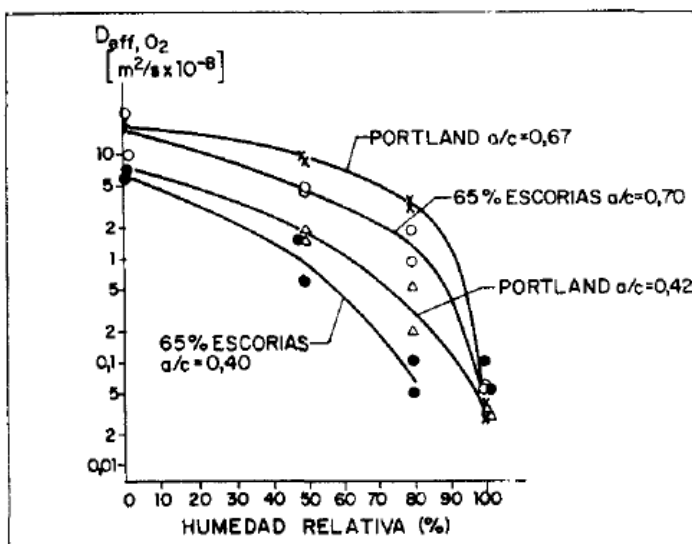


Figura 2.15. Variación de hormigones de portland y con escorias

Lawrence ha intentado correlacionar el coeficiente de difusión del  $O_2$  con el coeficiente de permeabilidad del oxígeno (Lawrence, 1984; 1986), obteniendo la gráfica del tipo doble logarítmico que se muestra en las figura 2.15. En ella se aprecia que existe una relación logarítmica que es independiente del tiempo de curado, mientras que los cementos con adición de cenizas o escorias presentan valores más elevados de permeabilidad para el mismo coeficiente de difusión.

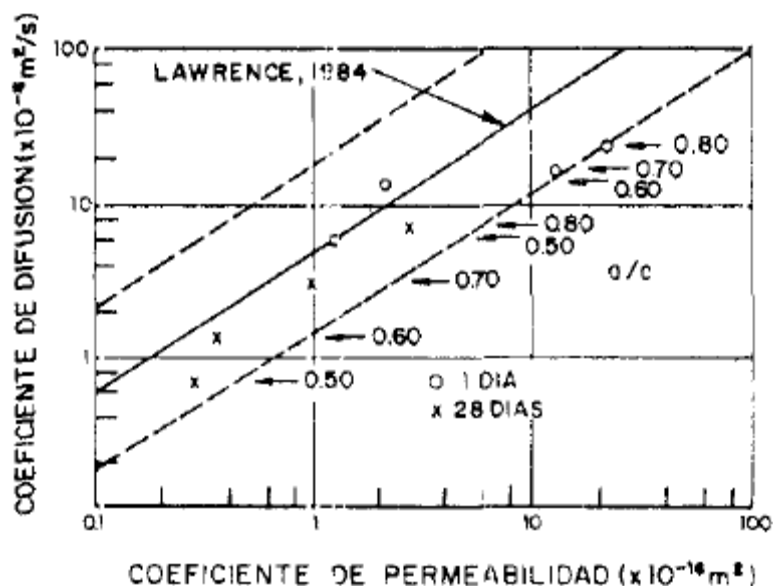


Figura 2.16. Relación entre coeficiente de difusión del O<sub>2</sub> con el coeficiente de permeabilidad del oxígeno

Gráf y Grube (Gráf y Grube, 1986), encuentran una relación similar y, además, observamos que la influencia de la relación agua/cemento sobre la difusión es más importante en hormigones bien curados, en los que se dan coeficientes de difusión entre 0,6 y 8.10<sup>-8</sup> m<sup>2</sup>/s para relaciones agua/cemento de 0,5 y 0,8, respectivamente. Sin embargo, para hormigones curados un día, sólo varían entre 6 y 20.10<sup>-8</sup> m<sup>2</sup>/s para las mismas relaciones agua/cemento. Correlaciones similares son las encontradas por Caber (Caber, 1988) y Chou Chen y Katz para la difusión de metano (Chou Chen y Katz, 1978).

Para contenidos de humedad intermedia el coeficiente de difusión del dióxido de carbono o el oxígeno se encuentran en el rango de 10<sup>-7</sup><D<10<sup>-10</sup> m<sup>2</sup>/s. Es el contenido de humedad en el hormigón el que va a controlar principalmente la difusión de gases. No existen hasta el momento normas internacionales para determinar los coeficientes de difusión de gases como el oxígeno o el dióxido de carbono.

Según el Código Modelo, el coeficiente de difusión del oxígeno  $D_{O_2}$ , a través de hormigón no carbonatado puede ser determinado con la ecuación:

$$\log\left(\frac{D_{O_2}}{D_{O_2,0}}\right) = -0.02 f_{cm}$$

Donde:

- $D_{O_2}$  Es el coeficiente de difusión del O<sub>2</sub> en [m<sup>2</sup>/s]
- $D_{O_2,0}$  = 10<sup>-6.5</sup> [m<sup>2</sup> / s]
- $f_{cm}$  Es la resistencia media a compresión [MPa]

Del mismo modo, estima el coeficiente de difusión del dióxido de carbono  $D_{CO_2}$  a través del hormigón carbonatado con la ecuación:

$$\log\left(\frac{D_{CO_2}}{D_{CO_2,0}}\right) = -0.05 f_{cm}$$

Donde:

$D_{CO_2}$  Es el coeficiente de difusión del CO<sub>2</sub> en [m<sup>2</sup>/s]

$D_{CO_2,0} = 10^{-6.1}$  [m<sup>2</sup> / s]

$f_{cm}$  Es la resistencia media a compresión [MPa]

Estas dos ecuaciones son válidas para el hormigón de resistencia normal en un ambiente constante, de aproximadamente 20°C y 65% de humedad relativa. Para el hormigón expuesto a un ambiente natural, en particular a la lluvia, los coeficientes de difusión son sustancialmente inferiores a los estimados en las ecuaciones anteriores.

Teniendo en cuenta la ecuación del coeficiente de difusión del dióxido de carbono  $D_{CO_2}$  y otras ecuaciones de difusión; se puede estimar el progreso de la carbonatación en un hormigón en condiciones controladas a partir de la ecuación:

$$d_c^2 = 2D_{CO_2} \frac{C_a}{C_c} t$$

$d_c$  Es la profundidad de carbonatación en el tiempo t en [m]

$C_a$  Es la concentración de CO<sub>2</sub> en el aire [g/m<sup>3</sup>]

$C_c$  Es la cantidad de CO<sub>2</sub> necesaria para la carbonatación completa de una unidad de volumen del hormigón en [g/m<sup>3</sup>]

Sin embargo debe tenerse en cuenta que la humedad relativa de la atmósfera y las propiedades y la composición de un hormigón en particular tiene una influencia fuerte en el  $D_{CO_2}$ , de modo que la ecuación anterior no va a dar una estimación fiable de la evolución de la carbonatación en una estructura en servicio.

### 2.6.3- Difusión de iones en la fase acuosa del hormigón. Difusión de iones de cloruro

Los iones se difunden impulsados por un gradiente de concentración. A su vez, este mecanismo de transporte se puede ver favorecido por un flujo del líquido disolvente, por ejemplo, debido a convección y succión capilar.

El coeficiente de difusión de los iones en agua depende de la movilidad iónica y de su estado de valencia. Además, en la fase acuosa del hormigón se ve afectada por la presencia de otros iones, por adsorción en la superficie de poros y posible reacción con las fases aluminicas y ferríticas del cemento (Shigeru et al, 1983).

El método aplicado en estado estacionario es considerado por Buenfeld (Buenfeld y Newmann, 1986; 1987) como suficientemente válido para conocer la permeabilidad del hormigón a los iones. Tang y Nilson (Tang y Nilsson, 1992), por otra parte, cuestionan esta supuesta fiabilidad ya que es difícil evaluar la diferencia de concentraciones en la interfase, a la vez que este tipo de ensayo depende excesivamente de factores

geométricos como la anchura de la probeta. Por ejemplo, para conseguir el estado estacionario en una probeta de 15 mm se necesitan unas 17 semanas (Jackson y Brookbanks, 1989). Aparte de que para obtener probetas tan delgadas, la estructura porosa puede verse afectada con relativa facilidad. Estos autores resuelven los cálculos aplicando la primera ley de Fick.

En los casos en que no se puede asumir el estado estacionario se recurre a la segunda ley de Fick, aplicando para resolverla las condiciones límite más adecuadas para cada situación, según se ha visto anteriormente en este capítulo. Así el código Modelo propone que el coeficiente de difusión efectivo en el hormigón maduro puede estimarse a partir de la resistencia a compresión del mismo,  $f_{cm}$ , de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$D_{Cl^-} = D_{Cl^-0} \frac{1}{f_{cm}^{1.5}}$$

Donde:

$D_{Cl^-}$  Es el coeficiente efectivo de difusión en [m<sup>2</sup>/s]  
 $D_{Cl^-0} = 5 \cdot 10^{-9} \text{ m}^2 / \text{s}$   
 $f_{cm}$  Es la resistencia media a compresión [MPa]

Esta fórmula sólo es válida para hormigones de cemento Portland sin aditivos de resistencia normal y alta, y una  $f_{cm}$  inferior a 95 MPa.

El uso apropiado de los aditivos o escoria de alto horno en el cemento Portland incluso puede llevar a menores coeficientes de difusión, que se puede expresar por la siguiente ecuación:

$$D_{Cl^-,add} = D_{Cl^-,0,add} \frac{1}{f_{cm}^{2.5}}$$

Donde:

$D_{Cl^-}$  Es el coeficiente efectivo de difusión en [m<sup>2</sup>/s]  
 $D_{Cl^-,0} = 5 \cdot 10^{-8} \text{ m}^2 / \text{s}$   
 $f_{cm}$  Es la resistencia media a compresión [MPa]

Esta ecuación puede usarse para hormigones de resistencias normal y alta con una cantidad razonable de humo de sílice, cenizas volantes o escoria de alto horno hasta una  $f_{cm}$  de 130 MPa.

No existe hasta el momento una norma general internacional para determinar los coeficientes de difusión. Sin embargo se pueden conseguir resultados razonables usando un método acelerado eléctricamente de acuerdo con Tang, L., "*Métodos eléctricamente acelerados para determinar el coeficiente de difusión de cloruros en el hormigón*". Revista de investigación de hormigón, vol. 48, pp. 173-179, 1996 que está estandarizado por ejemplo en Finlandia en NT Build 492.

En la siguiente gráfica se pueden ver las relaciones, anteriormente mencionadas, entre los coeficientes de difusión de cloruros y la resistencia media del hormigón a compresión, tomando como valores referenciales los de la tabla A.9.4 de EHE-08

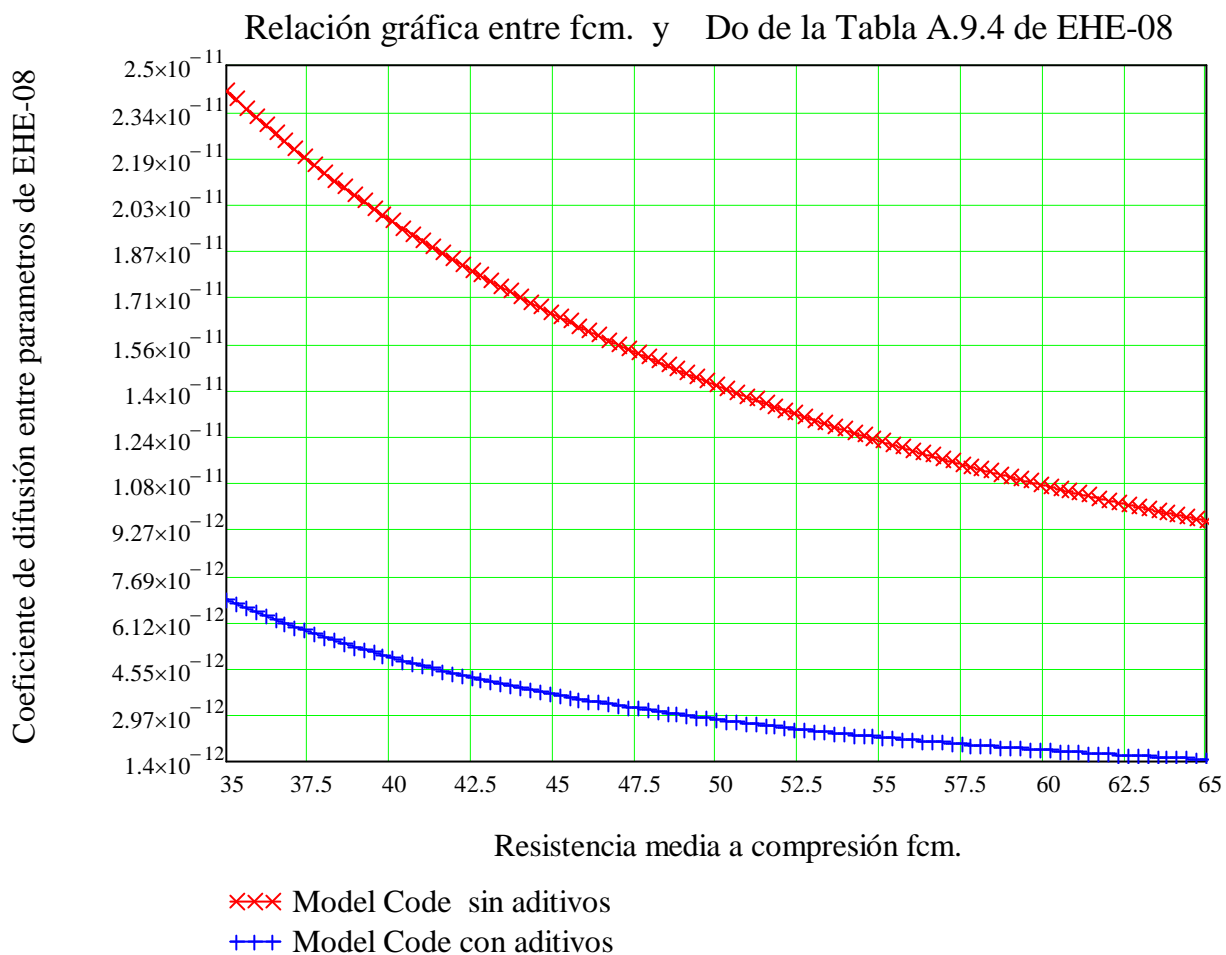


Figura 2.17 Relación gráfica entre  $f_{cm}$  y  $D_o$

## 2.7.- Difusión en medios porosos

El transporte de un componente  $j$  a través de un material poroso  $x$ , es el resultado de su difusión en los poros del material, con una concentración  $C_lj$  ( $C = \Phi \cdot C_lj$ , siendo  $\Phi$  la porosidad) y un coeficiente de difusión  $Dxj$ . Si el componente que se difunde interacciona de forma instantánea y reversible con el sólido poroso y su interacción puede ser descrita mediante una isoterma lineal, se establece un equilibrio entre las concentraciones del componente  $j$  de las fases líquida,  $C_lj$ , y sólida,  $Csj$ , ( $Kxj=Csj/C_lj$ ). La relación entre la concentración total de  $j$  en el material,  $C$ , y en la fase líquida será:  $C = a \cdot C_lj$ , en donde  $a = \Phi + \rho \cdot Kxj \cdot (1 - \Phi)$ , siendo  $\rho$  la densidad del material. Finalmente, la ecuación que define este proceso de difusión será:

$$\frac{\partial C_j}{\partial t} = \frac{Dxj}{1 + \rho \cdot Kxj \cdot \frac{1 - \phi}{\phi}} \cdot \frac{\partial^2 C_j}{\partial x^2} = Dx \cdot \frac{\partial^2 C_j}{\partial x^2}$$

Esta expresión coincide con la segunda ley de Fick con un coeficiente de difusión aparente,  $Dx$ . Experimentalmente, se emplean coeficientes de difusión efectivos,  $Dej$ , siendo  $Dej = \Phi \cdot Dxj$ .

Como ya se ha comentado, el valor del coeficiente de difusividad,  $D$ , que se obtiene en medios porosos habitualmente es el **efectivo**; el cual considera que el medio es continuo. La relación entre la **difusividad efectiva o intrínseca**,  $D$ , y la difusividad de los iones en agua  $D_0$  ha sido definida por la siguiente ecuación:  $D = D_0 \cdot \Phi \cdot b$

Siendo  $\Phi$  la porosidad y  $b$  un factor inferior a la unidad que tiene en cuenta la tortuosidad y la conectividad de la red de poros.

Las teorías de transporte en medios porosos deben poder predecir el valor del coeficiente de transporte en cada situación en función de los parámetros fundamentales de la estructura porosa. A continuación se realiza un estudio crítico de las teorías más conocidas.



### Teoría de Kozeny—Carman

La ecuación de Kozeny—Carman (Kozeny, 1927; Carman, 1937; 1939) se aplica habitualmente para predecir el flujo de fluidos a través de lechos de sólidos en ingeniería química. En ella, se supone que el lecho poroso está constituido por un conjunto de canales idénticos y paralelos, cada uno de los cuales con una sección transversal variable; y que el radio hidráulico medio de los canales es el adecuado para tener en cuenta las variaciones de la sección transversal y forma del canal. También se supone que el rozamiento total por unidad de área de la pared del canal es igual a la suma de dos tipos de fuerza:

- Fuerzas de rozamiento viscoso y
- Fuerzas de inercia. Por otra parte, se supone que las partículas son de igual tamaño y forma y están dispuestas al azar, sin orientación preferente; se desprecia la rugosidad y los efectos finales de la pared.

Partiendo de las premisas anteriores se obtienen las siguientes relaciones:

$$D_c = \frac{4 \cdot \phi}{S} = 4 \cdot \frac{\phi}{S_0(1 - \phi)}$$

$$K = \frac{\pi \cdot N \cdot D_c^4}{128 \cdot L^2}$$

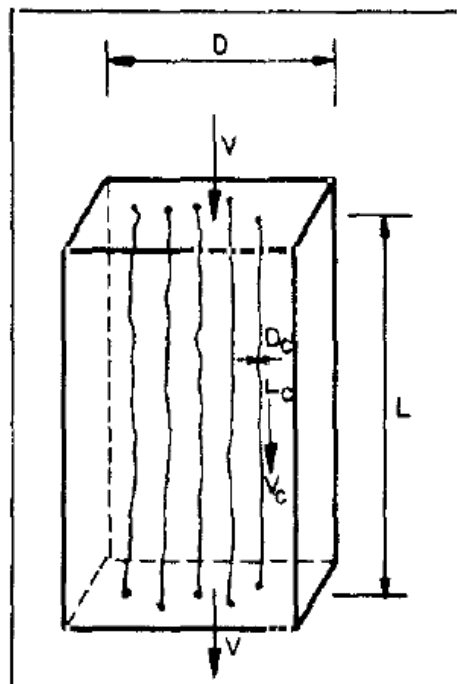


Figura 2.18 Simulación lecho poroso

En donde:

L	Espesor del lecho.
L	Longitud de los canales.
N	Número de canales.
D <sub>c</sub>	Diámetro de los canales.
S	Superficie de las partículas por unidad de volumen de lecho.
S <sub>0</sub>	Superficie de las partículas por unidad de volumen de las mismas
ϕ	Porosidad.
K	Permeabilidad.

En estas ecuaciones los dos parámetros de la estructura porosa son la porosidad, ϕ, y el área específica, S.

La dificultad que tiene esta teoría para su aplicación está en la difícil evaluación de la superficie específica.

Asimismo, no toda la porosidad del material participa en el transporte y tampoco toma en consideración la posible reacción o adsorción de la sustancia que penetra.

### Ley de Archie.

La ley empírica de Archie (Archie, 1942) relaciona la porosidad,  $\Phi$ , de un medio poroso saturado con su conductividad,  $\sigma$ :

$$\sigma = a \cdot \sigma_0 \cdot \Phi^m$$

Siendo  $a$  ( $\sim 1$ ) y  $m$  ( $\sim 1-2$ ) constantes dependientes de la naturaleza del material poroso.

La mayor dificultad de esta ley se encuentra en que nuevamente considera la porosidad total: efectiva y no efectiva. Además, tampoco tiene en cuenta la posible reacción o adsorción de la sustancia que penetra.

### Teoría de Katz—Thompson

Esta teoría está basada en medidas directas de la estructura porosa final de una única muestra (Thompson et al, 1987). Las medidas de los parámetros microestructurales tienen una conexión directa con las propiedades de transporte y, según Garboczi, trata de forma realista la "conectividad" y la "tortuosidad" de los poros.

El concepto de diámetro crítico,  $D_c$ , junto con una única medida de la conductividad del sólido poroso saturado de un fluido, se emplea para predecir la permeabilidad,  $K$ , a través de un sólido poroso:

$$K = C \cdot \frac{D_c^2}{F}$$

Siendo:

$F$  =  $D_0/D$

$C$  Constante de valor 1/226

La figura 2.19 muestra la buena correlación entre los datos obtenidos experimentalmente en rocas sedimentarias y los datos teóricos (Thompson et al, 1987).

El mayor problema del uso de esta teoría es la utilización de la porosimetría de mercurio para determinar el diámetro crítico (Le Doussal, 1989). Salvando esta dificultad, Garboczi (Garboczi, 1990) ha intentado aplicarla a la pasta de cemento hidratada, demostrando la buena concordancia de la teoría con los datos experimentales que ha tomado de varios autores. Sin embargo, precisamente se le ha criticado que no haya trabajado sólo con datos de un autor, ya que en el caso de que hubiera empleado resultados de otros autores, igualmente válidos, hubiera encontrado grandes dispersiones en los resultados (Chatterji, 1991). Sin embargo, Garboczi no cree que este hecho influya excesivamente en las conclusiones encontradas (Garboczi, 1991).

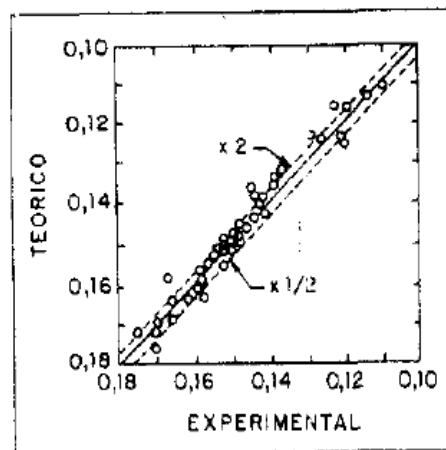


Figura 2.19

---

## **Crítica de la aplicación de las teorías de transporte a la pasta de cemento y al hormigón.**

La teoría de Kozeny—Carman no es aplicable al caso de la pasta de cemento ni al hormigón debido a que los parámetros implicados no se pueden calcular de forma sencilla. Asimismo, los poros no son uniformes e invariables con el tiempo. Experimentalmente se comprueba que no se cumple la relación dada por esta teoría entre el radio hidráulico y la permeabilidad.

Garboczi ha encontrado una buena concordancia entre la teoría de Katz—Thompson y los resultados experimentales (Garboczi, 1990) - Sin embargo, la medida del diámetro crítico plantea serios problemas. Por ejemplo, el valor del diámetro crítico es más de un orden de magnitud mayor en morteros que en pasta de cemento, por lo que de acuerdo con esta teoría la relación entre las respectivas permeabilidades debería ser en torno a 100 veces, encontrándose en la práctica relaciones de 2.

En cuanto a los modelos estadísticos hay que decir que requieren la medida de una gran cantidad de datos del material poroso, lo cual en el hormigón es inviable.

### **2.8.- Migración iónica**

Whiting (Whiting, 1981a) ha sido el primero en proponer un método acelerado para determinar la permeabilidad del ion cloruro en el hormigón, basado en la aplicación de un campo eléctrico. Este método se ha extendido rápidamente para la evaluación de la resistencia de los hormigones frente a la penetración del ion cloruro (Hansson y Sorensen, 1990; Hansen et al, 1986; Cabrera y Claisee, 1990; Li y Roy, 1986; Geiker et al, 1990; Detwiler et al, 1991; Whiting, 1981b), igualmente ha suscitado una polémica debido a no conocerse claramente su mecanismo de actuación sobre todos los iones de la fase acuosa en general y cloruros en particular (Andrade, 1992; Detwiler et al, 1991). También se han propuesto otros métodos basados en la medida de la resistividad del material (Detwiler et al, 1991; Atkinson y Nickelson, 1984; Buenfeld y Newman, 1984).

Otros métodos electroquímicos han sido propuestos sin considerar en sus cálculos la influencia del campo eléctrico en la difusión iónica.

Luping y Nilsson proponen un modelo matemático en el que interviene un mecanismo de difusión acoplado a otro de migración iónica inducido por la existencia de un campo eléctrico (Luping y Nilsson, 1992). En sus cálculos no tiene en cuenta la distancia entre los electrodos; no obstante, el coeficiente efectivo de difusión encontrado se correlaciona bien con los resultados que se obtienen sin aplicar un campo eléctrico.

En este caso las leyes de Fick son insuficientes para modelizar el fenómeno. Este podría ser un método indirecto del cálculo del coeficiente de difusión del ion cloruro, sin embargo, aparentemente, es difícil encontrar relaciones empíricas para distintos tipos de hormigones (Dhir et al, 1991a), Además, la carga total afecta a todas las especies iónicas

envueltas en la fase acuosa y no sólo al ion en estudio, por lo que parece imposible poder correlacionar la carga total con la difusión de un ion en particular.

Andrade hace un amplio estudio teórico sobre la validez de este método y otros similares para clasificar un hormigón frente a su resistencia a los iones cloruro (Andrade, 1992). Asimismo, estudia la aplicación de las ecuaciones de Nernst—Einstein y de Nernst—Plank a estos casos y propone dos métodos para el cálculo del coeficiente de difusión de iones cloruro:

### Nernst—Einstein

$$D_j = \frac{RT}{nF^2} \Lambda_j = \frac{RT}{nF^2} \left[ \frac{it_j}{\Delta E} \frac{1}{A} \frac{1}{c_j Z} \right]$$

$$t_j = \frac{i_j}{i} = \frac{z_j c_j \lambda_j}{\sum ZC\lambda} = \frac{\lambda_j}{\Lambda}$$

Siendo:

n	Número de moles
$i_j$	Intensidad debida al ion j (Amperios)
$i$	Intensidad total (Amperios)
$t_j$	Número de transferencia de ion j
A	Área de paso (cm <sup>2</sup> )
$\lambda_j$	Movilidad iónica debida al ion j (cm <sup>2</sup> /ohm)
$\Lambda$	Movilidad jónica total (cm <sup>2</sup> /ohm)

### Nernst—Plank

$$D_a = \frac{JRTl}{ZFC_j\Delta E}$$

Siendo:

$D_a$	Coefficiente de difusión del ion j (cm <sup>2</sup> /s)
R	Constante = 1,9872 (cal/mol/Kelvin)
F	Constante de Faraday = 23063 (cal/volt/eq)
Z	Carga eléctrica
J	Flujo de iones (mol/s/cm <sup>2</sup> )
T	Temperatura (kelvin)
l	Espesor de la probeta (cm)
$C_j$	Actividad inicial de los iones j (mol/cm <sup>3</sup> )
$\Delta E$	Diferencia de potencial aplicada (volt)

## 2.9.- Absorción o Succión capilar

Los líquidos, especialmente el agua, pueden ser transportados en el hormigón por succión capilar o absorción. La absorción de agua se puede expresar por la siguiente ecuación:

$$w = w_1 \left( \frac{t}{t_1} \right)^n = M_w t^n$$

Donde:

$w$	Es el agua absorbida por unidad de área en el tiempo $t$ en $[m^3/m^2]$
$w_1$	Es el agua absorbida en un momento dado $t_1$
$t$	Es la duración de la absorción del agua [s]
$n$	= 0.5
$M_w$	= $\frac{w_1}{t_1^n}$ es el coeficiente de absorción de agua en $[m/s^{0.5}]$

Al igual que la permeabilidad al agua, la succión capilar está fuertemente influenciada por el contenido de humedad del hormigón. A medida que aumenta la humedad del poro de hormigón, la tasa de absorción de agua, y por tanto  $M_w$ , disminuye.

Para una humedad de poro uniforme y sin variaciones sustanciales microestructurales dentro de una sección de hormigón expuesta a succión capilar, el exponente  $n$  se puede tomar como 0.5. Si la distribución de la humedad no es uniforme,  $n < 0.5$ .

Para una estimación aproximada del coeficiente de absorción de agua para una resistencia del hormigón dado puede determinarse a partir de la siguiente ecuación:

$$M_w = M_{wo} \frac{1}{f_{cm}^{2.5}}$$

Donde:

$M_{wo}$	= 0.2 $[m/s^{0.5}]$
$f_{cm}$	Es la resistencia media a compresión [MPa]

La ecuación anterior es válida para una humedad de los poros del hormigón uniforme de aproximadamente el 65% y para hormigón secado moderado en horno. El coeficiente de absorción del agua no depende sólo del estado de humedad del hormigón, sino también de los parámetros microestructurales que están vinculados con la composición del hormigón y el tipo de materiales utilizados (por ejemplo: relación a/c, humo de sílice, cenizas volantes, etc...) Considerando todos los datos experimentales, hay que tener en cuenta una gran dispersión de los valores de succión capilar, por lo que las predicciones basadas exclusivamente en una resistencia del hormigón son más bien inciertas.

Por tanto, para una predicción más exacta, el coeficiente de absorción del agua se puede determinar experimentalmente según la norma EN ISO 1514 "Determinación del coeficiente de absorción de agua por inmersión parcial" o alternativamente, de acuerdo con la recomendación RILEM Técnico "Determinación de la absorción capilar del agua en hormigón endurecido", Materiales y Estructuras, vol.32, pp. 178-179, 1999.

La siguiente figura muestra, como forma aproximada, una relación entre la resistencia media a compresión del hormigón y la succión capilar.

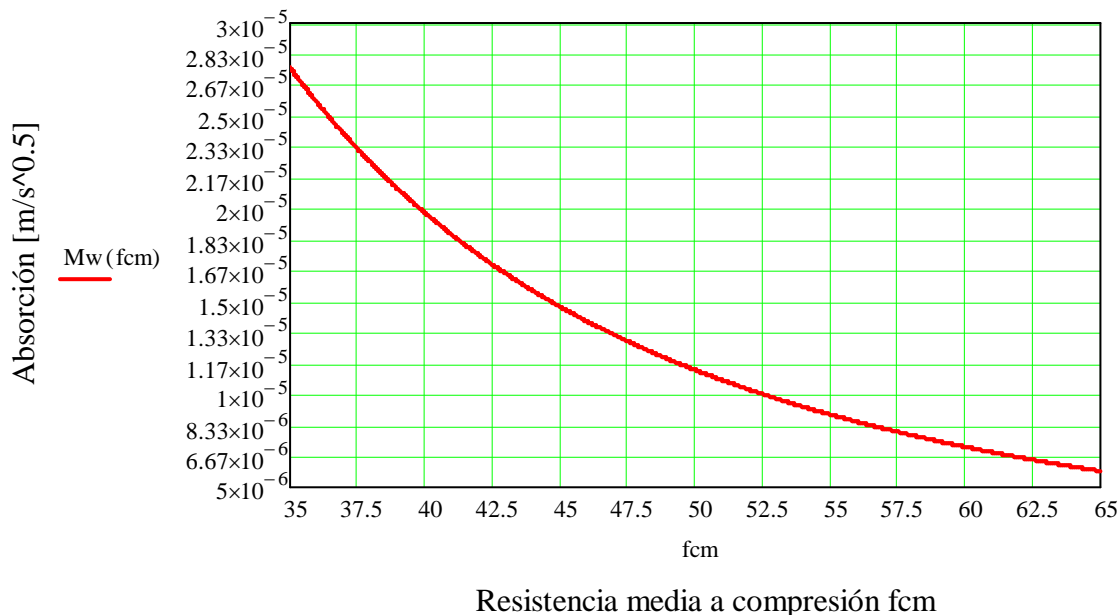


Figura 2.20 Relación entre fcm y la succión capilar

### 2.9.1.- Fundamentos de la absorción capilar

Cuando en un capilar la presión de vapor sobre el líquido es menor que la de saturación, se produce la evaporación de moléculas de éste. En los poros capilares, la presión de vapor sobre el menisco es diferente que sobre una superficie plana, ya que las fuerzas de atracción que actúan sobre las moléculas son mayores en una superficie cóncava; por lo que, para que en este caso se produzca una evaporación, la presión de vapor debe ser menor que en el caso de una superficie plana. El radio de curvatura del menisco,  $r_c$ , y la presión de vapor están relacionadas por la ley de Kelvin:

$$\ln\left(\frac{p}{p_0}\right) = \frac{2\sigma}{RTpr_c}$$

Siendo  $P_0$  la presión de saturación sobre una superficie plana,  $\sigma$  la tensión superficial del líquido,  $R$  la constante de los gases,  $T$  la temperatura en Kelvin, y  $P$  la densidad del líquido.

Cuando se está al 100% de humedad relativa, la superficie del agua en el capilar es plana ( $r=\infty$ ) y no se produce evaporación. Al disminuir la presión de vapor, comienza la evaporación y la formación del menisco hasta un radio de menisco,  $r_c$ , nunca inferior al radio del poro,  $r_p$ . En la pasta de cemento primero se vacían los poros grandes (poros capilares) y luego los poros pequeños (poros de gel). Como consecuencia de este fenómeno, el agua capilar está sometida a tensiones de tracción que deben ser compensadas por tensiones de compresión en la pasta de cemento, lo que genera la retracción del material.

Se conoce como succión capilar en sólidos porosos al transporte de líquidos debido a la tensión superficial que actúa en los poros capilares. Como se verá más adelante, depende de las propiedades características del líquido (viscosidad, densidad, tensión superficial) y del sólido (microestructura porosa). La fuerza producida por la tensión superficial sobre el menisco ( $2 \cdot r_p \cdot \sigma$ ) hace que el líquido se eleve en el poro capilar.

En condiciones de equilibrio se cumple la siguiente igualdad:

$$\pi r_p^2 \rho g h = 2 \pi r_p \sigma \cos \alpha$$

Donde: 
$$h = \frac{2 \sigma \cos \alpha}{\rho g r_p}$$

- h            Altura de succión.
- $r_p$         Radio del poro capilar.
- $\Phi$          Angulo de mojado.

En condiciones ideales la velocidad de absorción capilar en un poro cilíndrico,  $v$ , viene dada por:

$$V = \frac{1}{8\eta} * \left( r * \frac{2\sigma \cos \alpha}{x} - g \rho r^2 \right)$$

Donde:

- v            Velocidad de succión capilar. (m/s)
- $\eta$           Viscosidad del fluido. (N.s/m<sup>2</sup>)
- $\sigma$         Tensión superficial del fluido. (N/m)
- $\rho$           Densidad del fluido. (kg/m<sup>3</sup>)
- g            Aceleración de la gravedad. (m/s<sup>2</sup>)
- r            Radio del capilar. (m)
- $\Phi$          Angulo de mojado. (º)
- x            Altura. (m)

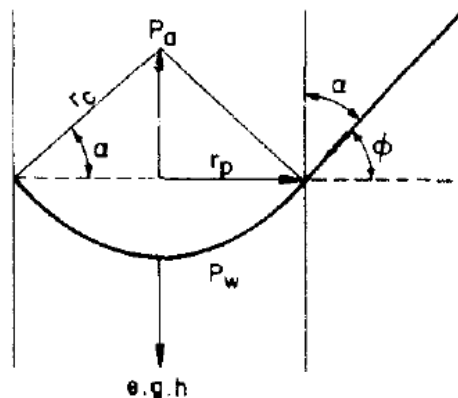


Figura 2.21

Debido a irregularidades de la estructura porosa de los materiales, esta fórmula no se cumple siempre rigurosamente, y es necesario ajustarla empíricamente.

Se pueden presentar situaciones en estado estacionario, como por ejemplo cuando una parte está en contacto con la disolución mientras que la otra está **expuesta a evaporación**. Este flujo estacionario, F vendría dado por la primera ley de Fick:

$$F = -\frac{K_p}{\eta} * \frac{dP_w}{dx}$$

Siendo  $dP_w/dx$  el gradiente de presión de agua en el poro y  $K_p$  el coeficiente de permeabilidad (Kg/m). A su vez la relación entre la presión de agua,  $P_w$ , y la presión de la atmósfera,  $P_a$ , viene dada por:

$$P_a - P_w = \frac{2\sigma}{r_{menisco}}$$

Cuando únicamente están llenos de agua los poros pequeños, por ejemplo como consecuencia de un secado continuo, la presión  $P_w$  es muy pequeña ( $P_w \ll 0$ ), lo que producen un flujo continuo de líquido. La presión  $P_w$  también puede obtenerse de la presión de vapor a saturación del agua,  $P_s$ , y de la humedad relativa en el poro,  $\phi$ :

$$P_w = P_s + \frac{RT\rho}{M} \ln \phi$$

Siendo:

R	Constante de los gases perfectos.
T	Temperatura.
M	Masa molecular.

A valores de humedad relativa inferiores al 100% ( $\phi < 1$ ) se produce un valor de  $P_w$  negativo. En el caso de mantenerse constante se producirá un flujo capilar desde las zonas más húmedas.

En poros de gran tamaño hay que considerar el efecto de la gravedad ( $\rho * g * h(x)$ ). En estos casos el flujo capilar será:

$$F = K_p \frac{d}{dx} [P_w + \rho gh(x)]$$

Siendo  $h(x)$  la proyección vertical del poro. En consecuencia, para poros verticales  $x = h$ .

La figura 2.19 muestra tres casos en los que la fuerza impulsora capilar actúa:

- Disposición horizontal sin efecto gravitacional.
- Infiltración con efecto gravitacional positivo.
- Succión capilar vertical con efecto gravitacional opuesto.



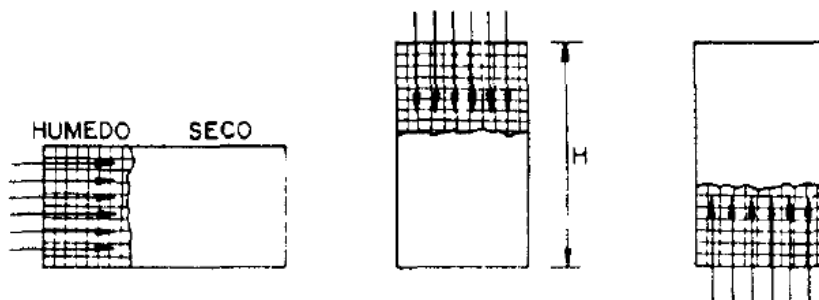


Figura 2.22

En este último caso se obtiene un equilibrio final (Fagerlund, 1982). En la práctica, en la velocidad de absorción del agua no se diferencian los efectos gravitacionales ya que el efecto capilar es el dominante.

El estudio de esta propiedad en el hormigón se realiza situando una probeta preconditionada del material que será estudiado en contacto con la disolución que tiene que absorber y, posteriormente, se pesa a lo largo del tiempo, y los datos se ajustan a la función:

$$i = B + S\sqrt{t} = \frac{\Delta W}{a_p}$$

En donde  $B$ , es una constante que se debe al llenado de la porosidad abierta superficial,  $i$ , la cantidad de agua absorbida por unidad de área,  $w$ , la ganancia de peso,  $S$  el área transversal y  $\rho$  la densidad de la disolución absorbida.

Si la función  $i = f\sqrt{t}$  muestra una curvatura sistemática, no se debe únicamente a un mecanismo de absorción simple-. En este caso se emplean ecuaciones del tipo:

$$i = B + S\sqrt{t} - c*t$$

Esto suele suceder en hormigones con poros muy grandes, es decir, mal compactados.

### 2.9.2.- Factores que influyen en la absorción capilar

- Estructura porosa del material.

Lógicamente, la absorción va a estar muy ligada a los factores que determinan la distribución de tamaño de poros. Esta propiedad, como se ha comentado anteriormente, varía con el tipo de mezcla y el grado de compactación, siendo esta propiedad muy sensible a este último factor. La absorción aumenta con la relación agua/cemento (Torrent y Jornet, 1991) y disminuye en materiales bien curados (Dhir et al, 1987). El límite inferior de esta propiedad está en torno a  $0,1 \text{ mm}/\text{min}^{0.5}$  en hormigones y morteros.

- Contenido inicial de agua.

En la práctica, ninguna estructura de hormigón está completamente seca, por lo que el extrapolar los datos de laboratorio a situaciones reales puede ser bastante complejo.

El contenido de agua que inicialmente exista en la probeta debe estar uniformemente repartido para que se cumpla la relación con la raíz cuadrada del tiempo.

Millard (Millard, 1989), estudió la influencia del secado a distintas humedades y temperaturas en la absorción de agua medida con el método I SAT .

Hud (Hud, 1989) obtuvo resultados similares, además observó un máximo de absorción en hormigones con relaciones de agua/cemento entre 0,3 y 0,6 , con una humedad relativa entre el 10% y el 30% , y no para hormigones completamente secos como se podría esperar en los que, de hecho, se produce con relaciones agua/cemento de 0,7 y 0,8

Además, no existe ninguna relación lógica entre la relación agua/cemento y la absorción capilar.

- Temperatura.

La absorción capilar es proporcional a  $(\sigma/\eta)^{0,5}$ , siendo  $\sigma$  la tensión superficial y  $\eta$  la viscosidad del fluido absorbido. Este valor se duplica si pasamos de 5 °C a 35 °C, por lo que la absorción se incrementa con la temperatura, aunque muy despacio (Hall, 1989).

- Fluido absorbido.

La absorción varía con el tipo de fluido según la relación  $(\sigma/\eta)^{0,5}$ . Añadiendo sales al agua se observa una ligera variación en cuanto a la velocidad de absorción (Macinnes y Nathawad, 1980), posiblemente debido a los pequeños cambios de viscosidad y tensión superficial con el agua pura.

Las disoluciones que más afectan a la durabilidad del hormigón, han sido tratadas en un apartado anterior. **En general, cualquier sal disuelta puede difundirse a través de los poros hacia el interior pudiendo recrystalizar y producir tensiones y fisuración.** En cuanto a la corrosión, es el ion cloruro el que más importa.

### 2.9.3.- Absorción capilar de agua en el hormigón

El estudio de la absorción de agua en materiales de construcción comenzó en la década de los años 70 (Hall, 1977), siguiendo las directrices marcadas por los estudios de física del suelo (Philip, 1957). De este modo, la teoría de flujo insaturado, en la cual la absorción desempeña un papel importante, se comenzó a aplicar al hormigón y morteros (Gunmerson et al, 1980). Actualmente, se ha encontrado que los ensayos de absorción capilar son reproducibles y que se obtienen resultados coherentes con la composición y la historia del curado.

Las investigaciones que han estudiado la absorción de agua en hormigón difieren a la hora de presentar sus resultados. Por ejemplo, Fagerlund (Fagerlund, 1982) trabaja pesando pequeñas probetas de hormigón, en contacto con esponjas húmedas hasta la saturación. Ho y Lewis (Ho y Lewis, 1987) vaporizan agua sobre las probetas y miden la profundidad de penetración de forma visual, Kelham (Kelham, 1988), Hall (Hall 1981), Bamforth et al, 1985), Valenta (Valenta, 1970), etc..., han hecho estudios similares.

Estos autores coinciden en que el proceso de absorción sigue una función de la raíz cuadrada del tiempo a cortas edades. Es decir:

$$W = \text{CONSTANTE} * \sqrt{t}$$

$$H = \text{CONSTANTE} * \sqrt{t}$$

$$\frac{V}{A} = \text{CONSTANTE} * \sqrt{t}$$

$$V = \text{CONSTANTE} * \sqrt{t}$$

Siendo:

W	Peso.
H	Altura.
V	Volumen.
A	Área.

La constante de proporcionalidad es conocida como *coeficiente de absorción capilar*, en todos los casos, lo cual provoca confusión al llamar de la misma manera a constantes diferentes en cuanto a magnitud y unidades.

Algunos autores hablan de absorptividad cuando registran longitud de penetración frente al tiempo (Ho y Lewis, 1984; Kelham, 1988), mientras que si miden volúmenes o peso prefieren hablar de velocidad de absorción.

Al aplicar este tratamiento al hormigón se supone que el material es homogéneo y que la porosidad no varía ni con el contenido de humedad, ni con el tiempo ni con el método de precondicionado, lo cual está lejos de la realidad (Kreijer, 1990; Senbetta, 1981; Ballin y Alexander, 1990; Senbetta y Sholer, 1984; Hall, 1989; Parrott, 1987).

En general, la mayor dificultad de estas medidas es la determinación del contenido de humedad en el hormigón. No hay que olvidar, como ya se ha comentado, que la humedad inicial influye considerablemente en el coeficiente de absorción. Este problema se trata de subsanar sometiendo a las probetas a un precondicionado hasta llegar a una humedad constante.

Hay que tener presente que el método de secado condicionará decisivamente la cantidad de agua absorbida (Dhir et al, 1982), por lo que en este ensayo no sólo es función de la porosidad si no también el contenido inicial de agua.

---

Además, la parte externa del hormigón presenta una porosidad capilar mayor que en el interior, si bien es verdad que al carbonatarse antes, se reduce, y el efecto final queda compensado (Kropp y Hilsdorf, 1983).

La absorción de agua tiene una especial importancia en propiedades que afectan a la durabilidad del hormigón tales como: resistencia hielo—deshielo, sulfatos, árido—álcali, y penetración de iones cloruro, dióxido de carbono y sulfatos. En los estudios de la resistencia al hielo— deshielo se define como resistencia potencial al hielo— deshielo,  $F$  (Fagerlund, 1977) a la diferencia:

$$F = S_{CR} - S_{CAP}$$

Siendo  $S_{cr}$ , el grado crítico de saturación obtenido mediante ciclos de hielo-deshielo y,  $S_{cap}$ , el grado de saturación capilar. A su vez estos grados de saturación se definen como la relación entre el volumen de agua evaporable a 105 °C y la porosidad abierta total.

Mientras que  $S_{cr}$  se supone independiente de las condiciones ambientales, y por lo tanto, es característico de cada material,  $S_{cap}$  depende del entorno y de factores constructivos (Fagerlund, 1977).

Hay que tener en cuenta que la absorción capilar de un material es variable a lo largo de su vida útil. Aparte de los cambios microestructurales de la hidratación del cemento, ya comentados anteriormente, existen agentes agresivos químicos que pueden determinar y, por lo tanto, modificar la estructura del hormigón. Este es el caso del ion sulfato cuando forma etringita expansiva.

Otro agente que modifica la estructura porosa del hormigón es el dióxido de carbono. A su vez, la profundidad de penetración del  $CO_2$  ha sido correlacionada por distintos autores con la absorción capilar (Rostasy y Bunte, 1989; Levitt, 1971). Así, Hilsdorf et al (Hilsdorf et al, 1991) encuentra una relación directa en hormigones con agentes aireantes y con alto contenido de escorias.

Parrott (Parrott, 1992) , por su parte, correlaciona resultados de carbonatación de probetas conservadas en el laboratorio y en exposición natural durante 0,5 y 1,5 años, con absorción capilar de probetas humedecidas durante 4 horas antes del ensayo. No obstante, Kikuchi y Mukai (Kikuchi y Mukai, 1988) encuentran peores correlaciones entre estas dos propiedades.

## 2.10.- Permeabilidad al agua por aplicación de un gradiente de presión

Desde 1920 se han realizado numerosos estudios de permeabilidad al agua de hormigones (Pearson y Smith, 1919; Mc Millan, 1929). Sin embargo, La mayoría de los resultados han sido obtenidos en hormigones con relaciones agua/cemento y contenido de cemento bajos. Actualmente, siguen existiendo problemas ya que, en hormigones de buena calidad, con constantes de permeabilidad inferiores a  $10^{-15}$  m/s, no se registran flujos. En la figura 2.23 se observa que en 24 horas la permeabilidad mínima medible esta alrededor de  $5 \cdot 10^{-13}$  m/s.

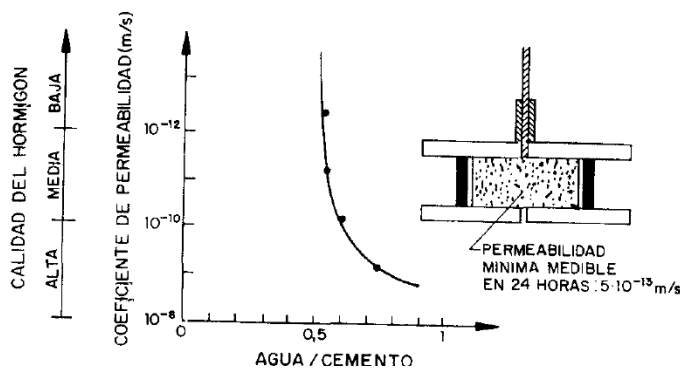


Figura 2.23

En los ensayos de permeabilidad al agua debido a un gradiente de presión, el coeficiente de permeabilidad que se obtiene depende de la presión externa aplicada y de la fuerza de succión capilar. En ausencia de esta última, la permeabilidad al agua se estudia habitualmente aplicando la ley de D'Arcy en una dimensión (D'Arcy, 1856), aunque algunos autores han abordado el problema en las tres dimensiones del espacio (Hooton y Wakeley, 1988).

$$\frac{dQ}{dt} = D * \mu * \frac{H * A}{L}$$

Siendo:

$dQ/dt$	Flujo del fluido
K	Coefficiente de permeabilidad
$\mu$	Viscosidad del fluido
H	Gradiente de presión
A	Área transversal de paso
L	Espesor de la probeta

Como ya se ha comentado, la permeabilidad depende fundamentalmente del tamaño del poro, su distribución y de la interconexión entre ellos.

En el hormigón de baja resistencia el flujo de agua no sólo se produce en los poros capilares de la pasta de cemento hidratado, sino también a través de microfisuras internas, así como a lo largo de las interfaces porosa en la matriz y los agregados gruesos. Estos efectos aumentan la permeabilidad del hormigón que por lo tanto iguala o supera a la permeabilidad de la matriz de pasta de cemento hidratada.

El flujo de agua en la pasta de cemento hidratado depende de la presencia capilar de poros interconectados que están determinados principalmente por la relación a/c de la mezcla y el grado de hidratación del cemento. A pesar de una relación a/c baja y un curado

insuficiente, que puede dar lugar un bajo grado de hidratación, especialmente en la región cerca de la superficie; puede darse una alta permeabilidad.

En la zona de valores agua/cemento bajos, los poros capilares son discontinuos, el valor de la relación agua/cemento igual o menor a 0,5, sitúa de forma práctica la diferenciación de hormigones densos e impermeables.

Según el Código Modelo, para el hormigón maduro, el coeficiente de permeabilidad del agua se puede estimar aproximadamente con la resistencia media a compresión del hormigón  $f_{cm}$  según la ecuación:

$$K_w = K_{w0} \frac{1}{f_{cm}^6}$$

Donde:

$K_w$  Es el coeficiente de permeabilidad al agua en [m/s]

$K_{w0} = 4 \cdot 10^{-3}$  [m / s]

$f_{cm}$  Es la resistencia media a compresión [MPa]

El uso apropiado de humo de sílice o cenizas volantes (por ejemplo de acuerdo con la norma EN 206-1 "Hormigón- Parte 1: especificaciones, rendimiento, producción y conformidad") que es a menudo el caso de hormigón de alta resistencia, conduce a una densificación de la matriz y la interfaz porosa a causa de las reacciones puzolánicas anteriores y el efecto de relleno de los aditivos. Dependiendo de la edad y la composición el hormigón, este efecto puede ser aún más pronunciado de lo expresado en la ecuación anterior.

La siguiente gráfica muestra una relación aproximada entre la resistencia media a compresión del hormigón y el coeficiente de permeabilidad del agua:

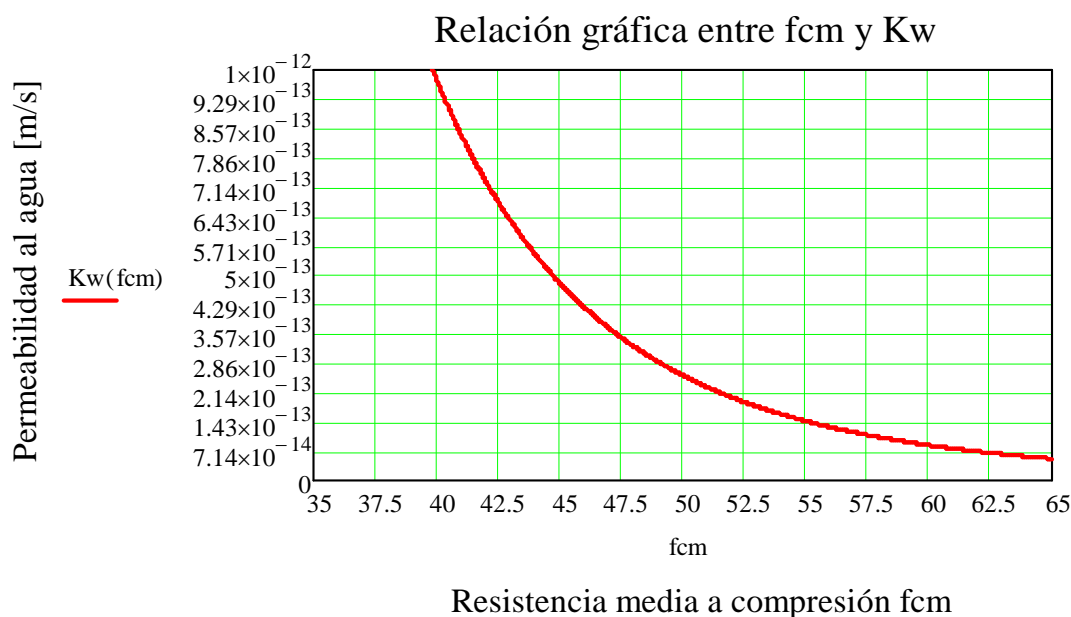


Figura 2.24

La incorporación de adiciones contribuye a la disminución del coeficiente de permeabilidad a valores del orden de  $10^{-14}$  m/s. La permeabilidad de la pasta y, en particular, los poros capilares influyen decisivamente en la permeabilidad final del hormigón (Neville, 1977). La influencia de la interfase pasta—árido no está clara, de este modo algunos autores opinan que no afecta a la permeabilidad del hormigón, mientras que otros han encontrado una gran influencia (Valenta, 1961). El origen de estos resultados contradictorios se encuentra en la amplia dispersión de resultados, de la gran influencia del acondicionamiento de las muestras, ya comentado, y a que es necesario varios días para que se alcancen condiciones de equilibrio en el flujo de agua (Bamforth, 1989).

Los materiales de construcción no suelen estar saturados en condiciones de servicio real, por lo que la permeabilidad al agua es un parámetro erróneo a la hora de modelizar el flujo de agua global en estructuras de edificación. Esto se debe a que sólo en condiciones de saturación, la succión ejercida por el material se reduce a cero y, en consecuencia, la permeabilidad medida a saturación, no informa en absoluto sobre el efecto de la succión capilar ni sobre el transporte de iones.

Históricamente, la permeabilidad del hormigón se ha tratado como una propiedad asociada al paso de agua. Sin embargo, en la actualidad, el estudio de la absorción de agua en el hormigón y las propiedades asociadas a la succión capilar, se está incrementando.

**2.10.1.- Variables del hormigón que influyen en la permeabilidad al agua.**

La permeabilidad está íntimamente relacionada con la estructura porosa del material en cuestión y, en particular, con los poros capilares. Como ya se ha visto anteriormente, la porosidad capilar decrece con el tiempo y por lo tanto, la permeabilidad.

Con respecto a la disminución de la permeabilidad de la pasta de cemento, con la hidratación, Uchikawa cree que la posición en donde se forma el gel es la que realmente influye en este hecho y no la cantidad de gel formada (Uchikawa, 1988).

En la figura 2.21 (Concrete Manual. U.S. Bureau of Reclamation, 1975) se observa la influencia de los áridos, en función de su tamaño máximo, en la permeabilidad al agua.

Se puede considerar a nivel práctico que el árido es impermeable debido a su baja permeabilidad ( $10^{-8} - 10^{-12}$  cm/s), y en consecuencia, la mayor permeabilidad de morteros y hormigones frente a la pasta de cemento se debe a la interfase pasta—árido. Cuanto mayor sea la proporción de árido se obtendrá un coeficiente de permeabilidad mayor.

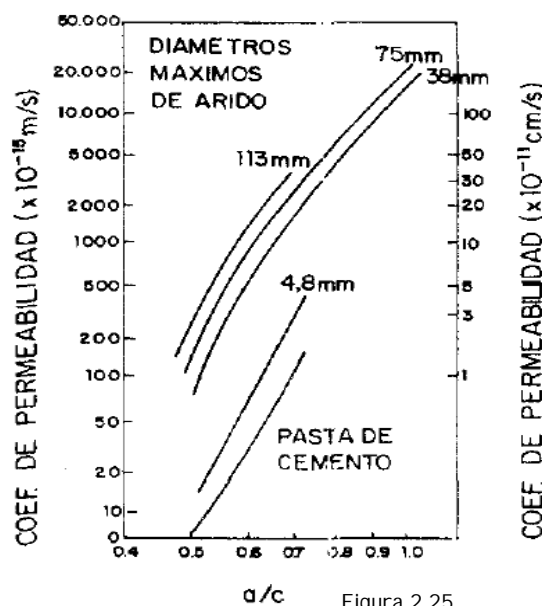


Figura 2.25

Sin embargo, en contra de lo que se pudiera suponer en principio, al aumentar la porosidad se puede obtener un hormigón poco permeable. Esto se explica por la formación de poros de aire aislados que no actúan de forma permeable.

Un factor determinante de la permeabilidad de cualquier hormigón es el tipo de curado, ya que, a su vez según sea éste se obtendrá una estructura más o menos porosa. (GrMf y Grube, 1984) muestra como los curados más intensos, es decir, efectuados durante más tiempo en un contenido mayor de humedad son los que menor permeabilidad presentan. A la hora de estudiar la permeabilidad del hormigón no debemos olvidar que la composición química del cemento empleado también afectará de forma decisiva en su estructura.

Como se vio anteriormente las adiciones modificarán las reacciones de hidratación tanto en su cinética como en sus productos de formación. Por ejemplo, la adición de escorias en un hormigón no carbonatado parece no afectar a su permeabilidad al agua (Bier, 1988), en cambio, en un hormigón carbonatado la incrementa considerablemente.

Finalmente, (Lawrence, 1985) recoge el margen de valores de permeabilidad al agua en función de la relación agua/cemento, obtenido por varios autores. Se observa que para valores agua/cemento mayores la dispersión del coeficiente de permeabilidad es mayor. Para relaciones agua/cemento entre 0,5 y 0,7 el coeficiente de permeabilidad está en torno a  $10^{-11}$  m/s.

### 2.11.- Permeabilidad a los gases.

Según el Código Modelo, para un flujo estratificado laminar, el volumen de gas fluyendo a través de un material poroso viene dado por la ecuación:

$$V = K_g \frac{A}{l} \frac{p_1 - p_2}{\eta} p_m \frac{1}{p} t$$

Donde:

$V$	Es el volumen de gas en [m <sup>3</sup> ] fluyendo en un tiempo $t$
$K_g$	Es el coeficiente de permeabilidad al gas en [m <sup>2</sup> ]
$A$	Es el área penetrada en [m <sup>2</sup> ]
$l$	Es el espesor en [m] de la sección penetrada
$p_1 - p_2$	Es la diferencia de presión en [N/mm <sup>2</sup> ]
$\eta$	Es la viscosidad del gas en [Ns/m <sup>2</sup> ]
$p_m$	Es la presión media = $(p_1 + p_2)/2$ en [N/m <sup>2</sup> ]
$p$	Es la presión local, a la cual es observada $V$ en [Ns/m <sup>2</sup> ]
$t$	Es el tiempo en [s]

Aparte de la estructura porosa del hormigón, el contenido de humedad ejerce una influencia esencial en su permeabilidad a los gases. La ecuación anterior es válida para una humedad relativa de poros < 65%. Con el aumento de la humedad relativa del hormigón el coeficiente de permeabilidad  $K_g$  puede reducirse por un factor de hasta  $10^{-3}$ . A diferencia



de las probetas de hormigón que se han secado en el horno antes de la prueba, donde  $K_g$  debe asumirse una magnitud mayor.

Al igual que el flujo del agua, los gases pueden pasar a través del sistema de poros y micro grietas del hormigón bajo la influencia de una presión externa. El coeficiente de permeabilidad  $K_g$  de la ecuación anterior, representa un parámetro constante del material. Por lo tanto la viscosidad del gas fluyente  $\eta$ , así como el nivel de presión  $p$ , tienen que ser considerados en el cálculo de volumen de gas  $V$ .

Si sólo hay un tipo de gas, se toma normalmente  $\eta$  como la unidad. Luego  $K_g$  representa la permeabilidad específica para el gas considerado y se da en [m/s]

Si la influencia del nivel de presión  $p_m$  es descuidada, el volumen de gas que fluye puede ser calculado a partir de:

$$V = \bar{K}_g \frac{A}{l} \frac{p_1 - p_2}{p} t$$

Donde:

$\bar{K}_g$  Es el coeficiente de permeabilidad al gas en [m/s]

Según un cálculo aproximado  $K_g$  para el aire, el oxígeno y el nitrógeno, puede ser determinada por la resistencia media a compresión del hormigón  $f_{cm}$  según la ecuación:

$$K_g = K_{g0} \frac{1}{f_{cm}^{4.5}}$$

Donde:

$K_g$  Es el coeficiente de permeabilidad al gas en [m<sup>2</sup>]

$f_{cm}$  Es la resistencia media a compresión [MPa]

$K_{g0} = 2 \cdot 10^{-10} \text{ [m}^2\text{]}$

Como en el caso de la permeabilidad del agua, una baja relación agua/cemento, puede llevar a un menor coeficiente de permeabilidad a los gases, con mayor resistencia a compresión. El uso de aditivos (por ejemplo, de acuerdo con la norma EN 206-1) incluso puede resultar en una mayor densificación, especialmente en los grados de muy alta resistencia.

Teniendo en cuenta todos los datos experimentales pueden observarse una gran dispersión de los valores de permeabilidad al gas. Por lo tanto, cuando se quiere una predicción más precisa, la permeabilidad a los gases  $K_g$  debe determinarse experimentalmente. Esto puede hacerse de acuerdo con la recomendación RILEM técnica: "Medición de la permeabilidad a los gases por el método RILEM -CEMBUREAU", de Estructuras y Materiales, vol.32, pp. 176-178, 1999.



# **CAPITULO -3º**

## **LOS MODELOS MATEMÁTICOS DE PENETRACIÓN DE CLORUROS**



### 3.0.- Introducción.

Los modelos matemáticos relativos a la etapa de iniciación, constituyen la forma de estudiar la penetración de cloruros en el proceso corrosivo, incorporan conceptos de conocimientos multidisciplinarios. Los mecanismos de transporte de masa y energía, supone la consideración de transferencia de sustancias en medios porosos, se emplean para modelar la penetración de sustancias en el hormigón. Estos modelos se han empleado para describir aspectos microestructurales del hormigón, admitiendo que es un material compuesto por unas redes de poros.

Se observa, en el estudio bibliográfico, la evolución de los modelos que representan las leyes del transporte (Fick, Darcy, Laplace, Arrhenius etc.). Paralelo a estos procesos, se verifica la creciente aplicación de teorías matemáticas para la resolución de formulaciones cada vez más complejas, que contemplan una gran parte de los fenómenos intervinientes en los diversos mecanismos del transporte. El desarrollo de programas informáticos, cada vez más sofisticados permite análisis mucho más ajustados a las soluciones buscadas.

Con todo, los modelos encontrados en el estudio bibliográfico tienen grandes dispersiones en sus resultados, no existiendo un consenso en la comunidad científica en el planteamiento general por lo que el camino hasta encontrar un modelo idóneo para proyectar la vida útil aun no está concluido, aunque es cierto que el modelo matemático es solo una parte del problema, la otra parte, más específica, la constituyen las variables ambientales que por su carácter local son difíciles de caracterizar de forma general y necesariamente cada región geográfica tendrá que establecerlas en sus códigos.

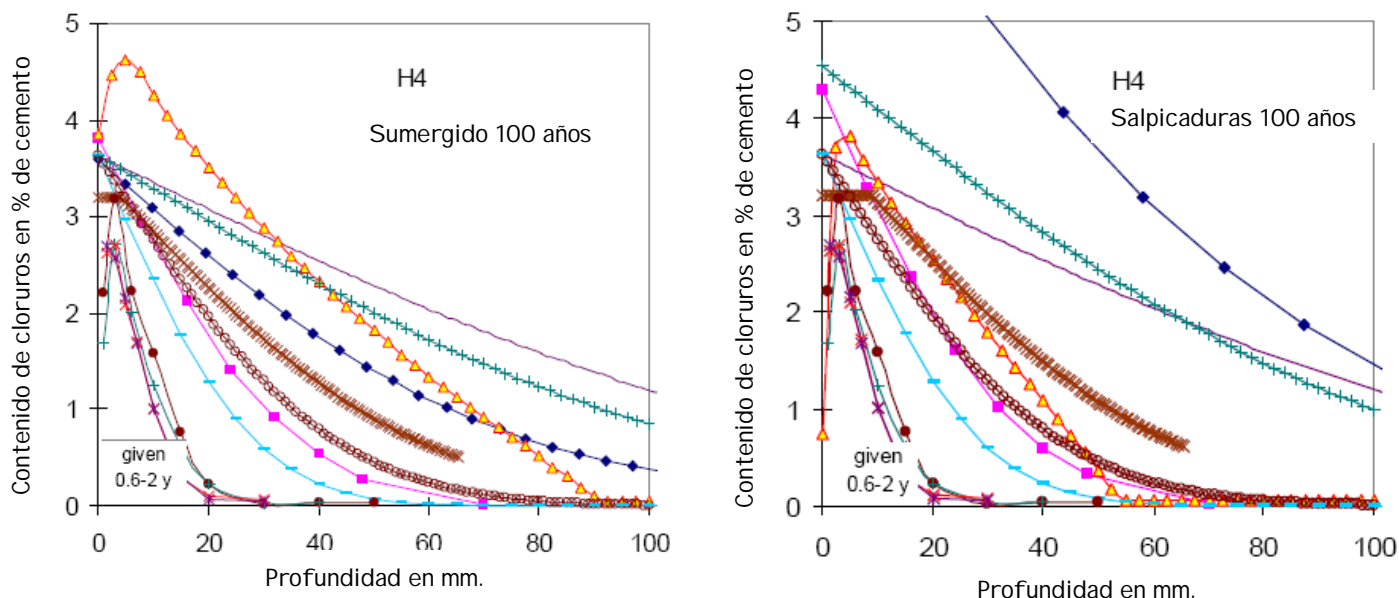


Figura 3.1. Predicción de perfiles de penetración de cloruro con diferentes modelos de predicción, para un hormigón dado, en un entorno bien definido y considerados hasta dos años. Nilsson (2001)

Un primer análisis refleja que cada modelo va ligado a unas variables de exposición, la calidad y conocimiento de las variables, probablemente, ayudaría de forma muy significativa a mejorar el modelo matemático de predicción, pero el estudio bibliográfico revela la opacidad de dichos datos, por parte de los investigadores, quizás un celo excesivo en la obtención y tratamiento de tales datos, en cualquier caso es una tarea pendiente que tienen los códigos nacionales de caracterización de las variables. El capítulo 4 de esta tesis, analiza los datos bibliográficos encontrados.

Los modelos de predicción tratan de conocer el contenido de cloruros en una profundidad en el hormigón  $C(x,t)$  y compararlo con una cierta cantidad crítica  $C_{cr}$  que desprotege al acero en el hormigón. Un modelo adecuado debería incorporar alguna forma de evaluar la incertidumbre del proceso.

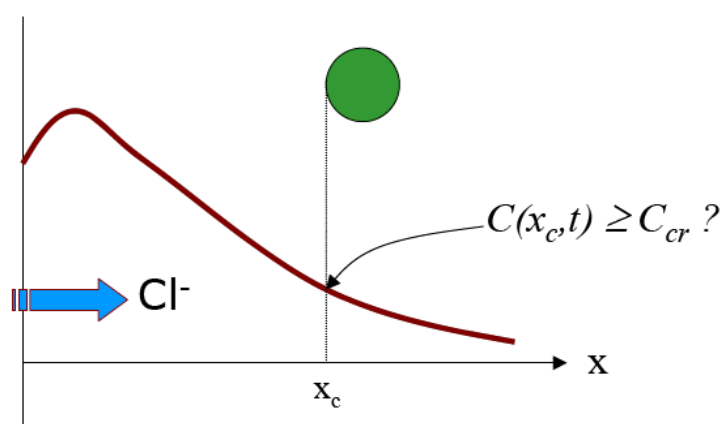


Figura 3.2.

Por tanto, los modelos tienen que predecir el perfil de penetración de los cloruros en el hormigón a partir de dos tipos de datos unos del material constitutivo del hormigón y otros de las características ambientales del entorno.

El conjunto de los modelos estudiados se basan en dos metodologías distintas:

- Los modelos que a través de métodos empíricos, o semi-empírico predicen los perfiles de penetración de cloruros por medio de las soluciones analíticas o numéricas con la segunda ley de Fick, obteniendo el "Coeficiente de difusión aparente"  $D_a$ .  
Utilizando  $D_a$  y  $C_s$  como constantes o variables con el tiempo según el modelo y
- Los modelos que describen el transporte de los cloruros por procedimientos o métodos físicos basados en las ecuaciones del flujo, modelos de convección y equilibrio de iones sólidos.

Seguidamente se resumen los modelos matemáticos más significativos y curiosos, también los utilizados por los códigos regionales más importantes y, lógicamente, por la necesidad de caracterizar el ambiente, los próximos a Galicia. Se termina con el propuesto por el anejo 9 de EHE-08.

### 3.1.- Segunda Ley de Fick.

Existe un consenso muy importante, en la comunidad científica, de modelizar, con ciertos matices, la penetración de cloruros en el hormigón, a través de esta ley.

La modelación básica se corresponde con un perfil de penetración de cloruros según la ecuación:

$$C(x,t) = C_s \left[ \operatorname{erfc} \left( \frac{x}{\sqrt{4tD}} \right) \right]$$

Donde:

- $C_{(x,t)}$  Concentración de cloruros a profundidad de recubrimiento  $x$  en un tiempo  $t$ . en %
- $C_s$  Concentración superficial de cloruros (inicialmente constante) en % cemento.
- $X$  Profundidad desde la superficie de hormigón, en cm.
- $D$  Coeficiente de difusión de cloruros ( $\text{cm}^2/\text{año}$ ).
- $T$  Tiempo en años.
- $\operatorname{erfc}$  Función complementaria de error de Gauss.

Se fijaron algunas condiciones de contorno para una aplicación más adecuada del modelo (Crank).

- Se admite que el hormigón es un material homogéneo e isotrópico.
- Se considera como único mecanismo de transporte la difusión
- Se admite que no ocurre interacción entre los cloruros y los componentes del hormigón.
- Tanto el coeficiente de difusión de cloruros como la concentración superficial de cloruros son constantes en el tiempo y por tanto independientes.

Con respecto a estas premisas, algunos investigadores (Swamy, Maage, Andrade) demostraron que no reflejan adecuadamente el comportamiento de la penetración de los cloruros en el hormigón, y citan que fenómenos de transporte relativos a la absorción y difusión pueden estar actuando simultáneamente, sobre todo en ambientes marinos.

También cabe resaltar que los cloruros pueden interactuar o reaccionar de manera significativa con los componentes de la pasta de cemento hidratada (Midgley, Bakker, Olliviere), tanto física (cuando se colmatan los poros por la precipitación de los compuestos formados), como químicamente (por el propio proceso de fijación de cloruros). Un ejemplo lo constituye la reacción de los cloruros con aluminatos no hidratados formando monocloroaluminatos de calcio hidratados (sal de Friedel). Tales reacciones influyen de forma significativa la penetración de cloruros, alterando la difusividad de los mismos. La presencia de estos fenómenos hace aumentar las incertidumbres en el modelo propuesto.

Algún autor (Masuda), proponen modelos tratando de objetivar la cuantificación de cloruros.

$$Cl_{fijos} = (Cl_{total} - Cl_{Sol} \cdot P) \cdot ((C + S + W) / C)$$

Donde:

- $Cl_{Total}$  Cantidad de cloruros totales.
- $Cl_{Sol.}$  Cantidad de cloruros en la solución intersticial.
- P Cantidad de agua en el hormigón.
- C Cantidad de cemento en el hormigón.
- S Cantidad de arena en la masa de hormigón
- W Cantidad de agua en la masa fresca.

Conviene indicar que en este modelo no se hace la distinción entre cloruros adsorbidos y los fijos, ambos son englobados en una sola variable y el tipo de cemento ejerce una notable influencia en el porcentaje de fijación de cloruros y tampoco esta contemplado en el modelo lo que puede llevar a errores significativos.

Otro factor que ha de ser tenido en cuenta es el origen de los cloruros ya que el cloruro de sodio es más peligroso que el cloruro de calcio, mostrando la influencia del tipo de catión en la cualidad de los cloruros.

En la figura 3.3 Oliveira Andrade, representa un ejemplo de un ajuste del perfil de penetración de cloruros elaborado con este método y datos experimentales obtenidos para un tiempo determinado t.

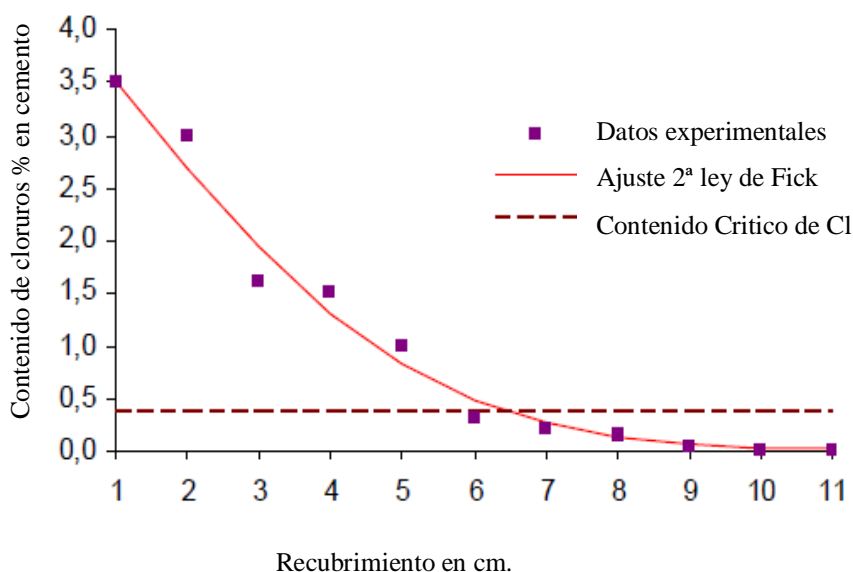


Figura 3.3. (Oliveira Andrade)

Se puede verificar que los ajustes de perfiles de penetración de cloruros a través de este modelo se presentan satisfactorios para la evaluación de la vida útil de una estructura en un determinado tiempo. Es la forma de análisis más comúnmente empleada por su simplicidad y requiere la evaluación o determinación de los parámetros  $C_s$  y  $D$ . invariantes en el tiempo, aunque esta condición de invarianza en el tiempo, no se corresponde con el comportamiento observado en las estructuras en condiciones reales, donde la concentración superficial de cloruros tiende a aumentar con el tiempo y el coeficiente de difusión a disminuir (Bamforth, Mejlbro).



Si midiésemos los perfiles de cloruros en un determinado elemento estructural y en momentos distintos ( $t_3 < t_2 < t_1$ ), probablemente se obtendría una secuencia de perfiles como los mostrados en la siguiente figura (3.4)

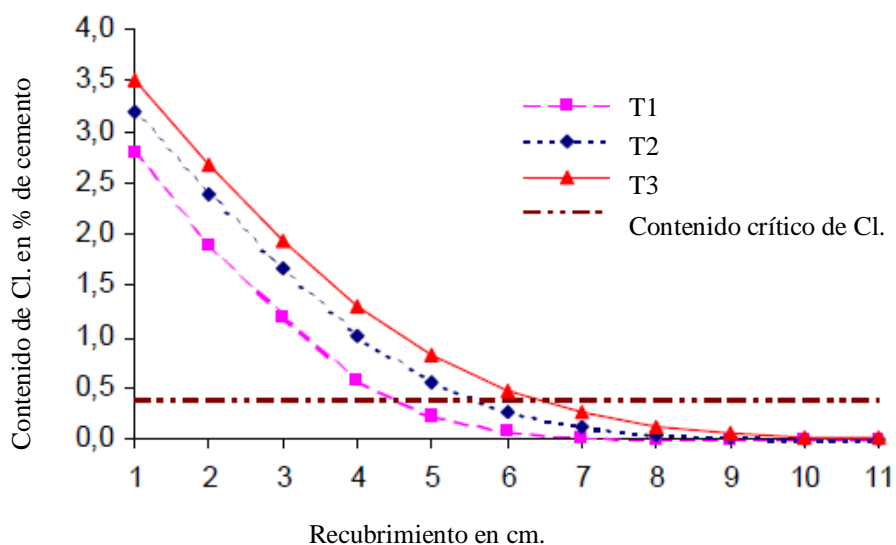


Figura 3.4.

Es decir para los tiempos indicados se verificaría que:

$$C_{S,T3} > C_{S,T2} > C_{S,T1} \quad \text{y} \quad D_{T3} < D_{T2} < D_{T1}$$

Algunas consideraciones al respecto:

El crecimiento de la concentración superficial de cloruros, en el tiempo tiende a presentar un comportamiento asintótico creciente, y respecto al coeficiente de difusión, tiene tendencia asintótica decreciente, por consiguiente, se puede considerar que, para valores elevados de tiempo, existe una tendencia constante.

Por lo que conviene tener presente que una determinación, en un tiempo  $T$ , del coeficiente de difusión de cloruros en una estructura real, podría ser admitido a favor de la seguridad para estimar la vida útil en un tiempo mayor ( $T_2 > T$ ) ya que  $D_{T_2} < D_T$ . El caso contrario ocurre con la concentración superficial de cloruros,  $C_{S,T_2} > C_{ST}$ , por lo que estaríamos en contra de la seguridad.

De acuerdo con las consideraciones presentadas se observa que el modelo de la 2ª Ley de Fick, es adecuado para estimar valores de los parámetros ( $C_s$ , y  $D$ ) en un instante durante la vida útil de la estructura. Aparte, la determinación de la formulación, se considera de forma genérica, la influencia de ciertos fenómenos físicos, relacionados con el transporte en materiales porosos, no siendo un modelo resultante de una serie de experimentos ejecutados en laboratorio. En todo caso, la extrapolación de los valores numéricos encontrados para otros intervalos de tiempo, se debe de analizar con más cautela, para la estimación adecuada de la vida útil del elemento estructural.

### 3.2.- Modelo de Yamamoto.

Yamamoto et al (1995), publican un trabajo proponiendo una metodología que contempla aspectos relacionados tanto con las características del hormigón como con las condiciones ambientales de la exposición estructural, considerando que el transporte de sustancias puede ser modelado a través de la 2ª Ley de Fick. El tiempo transcurrido hasta que los cloruros despasivan la armadura puede ser modelado por:

$$T_0 = \frac{1}{D} \left[ \frac{L}{2 \operatorname{erf}^{-1} \left( 1 - \frac{C_{cr}}{C_0} \right)} \right]^2$$

Donde:

$T_0$	Periodo de iniciación en años.
$D$	Coefficiente de Difusión en $\text{cm}^2/\text{año}$
$C_{cr}$	Contenido critico de cloruros en % de masa de cemento.
$C_0$	Contenido superficial de cloruros en % de masa de cemento.
$\operatorname{erf}^{-1}$	Inversa de la función error de Gauss.
$L$	Espesor del recubrimiento en cm.

Los autores correlacionan los parámetros presentados en el modelo con características del hormigón y el ambiente y las hacen depender de:

- $C_{cr}$  = Contenido critico de cloruros en % de masa de cemento.  
Depende del tipo de cemento y de las adiciones.
- $L$  = Espesor del recubrimiento en cm.  
Condiciones de Proyecto/constructivas/ ambientales
- $D$  = Coeficiente de Difusión en  $\text{cm}^2/\text{año}$   
Depende del tipo de cemento y adiciones.  
Resistencia a compresión del hormigón.  
Localización ambiental. Zonas marítimas.  
Temperatura media anual

Se estima el coeficiente de difusión:

$$\log D = (\log C' - 7,12) / (1,38 - 4,94)$$

$C' = a \cdot C$  siendo  $C$  función del tipo de cemento y resistencia característica y

$a = a_1 \cdot a_2 \cdot a_3$

$a_1$  = influencia del gradiente de enfriamiento.

$a_2$  = influencia de la localización ambiental.

$a_3$  = influencia de la temperatura media.

A pesar de la adecuada base teórica del modelo, depende de una parametrización compleja de las variables que los autores han determinado en ensayos de laboratorio, donde la representación global de tales variables no está completamente correlacionadas.

### 3.3.- Modelo de Midgley.

Midgley et al (1984), presenta un modelo de cálculo del coeficiente de difusión, deducido a partir de análisis de resultados obtenidos con morteros de cemento, relacionando la cantidad de cloruros presentes a una determinada distancia, mediante la expresión:

$$D_{Cl} = -\frac{1}{2t} \frac{dx}{dc} \int_0^{C_1} x dC$$

Donde:

$D_{Cl}$	Coeficiente de difusión en $m^2/s$
$X$	Distancia de penetración en m.
$C$	Concentración de cloruros en la superficie en %
$C_1$	Concentración de cloruros a la distancia $x$ en %
$t$	Tiempo en s.

### 3.4.- Modelo Clear y Hay.

Es un modelo de carácter experimental en laboratorio y los autores correlacionan medidas del potencial de corrosión con el periodo de iniciación y lo ajuntan en función de los datos la siguiente expresión:

$$t = \frac{2.5^{0.82} \sqrt{e}}{a/c \left( 2.38 \sqrt{C_{Cl^-}} \right)}$$

Donde:

$t$	tiempo en años
$e$	espesor del recubrimiento en mm.
$a/c$	relación agua/cemento del hormigón.
$C_{Cl}$	Concentración de cloruros en el ambiente en %.

### 3.5.- Modelo de Mangat.

Otra manera de ver el problema, quizás más realista, es cuando se considera el coeficiente de difusión dependiente del tiempo. Partiendo de esta premisa, Mangat monta un modelo considerando tal condición, justificando a través de cambios microestructurales en el interior del hormigón. Los autores exponen diversos ejemplos en diversas condiciones de ambiente marino. A partir de ahí, establecen una relación empírica para modelar el comportamiento del coeficiente de difusión en el tiempo, que expresan:

$$D(t) = D_i t^{-m}$$

Donde:

- D(t) Coeficiente de difusión en un determinado instante t en cm<sup>2</sup>/año.
- D<sub>i</sub> Coeficiente de difusión inicial en cm<sup>2</sup>/año.
- m Coeficiente adimensional- empírico
- t tiempo en años.

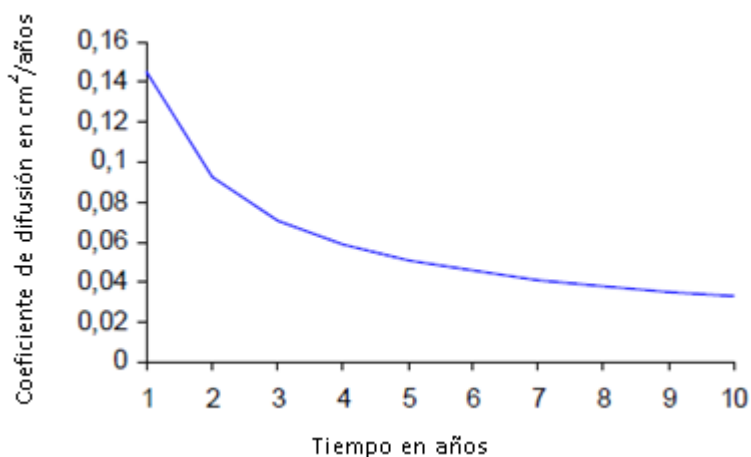


Figura 3.5. Variación de D. s/ Mangat

De esta forma, sustituyendo la expresión anterior en la 2ª Ley de Fick, se obtiene:

$$\frac{\partial c}{\partial t} = (D_i t^{-m}) \frac{\partial^2 c}{\partial x^2}$$

Reorganizando términos, la expresión se convierte en:

$$\frac{1}{D_i t^{-m}} \frac{\partial c}{\partial t} = \frac{\partial^2 c}{\partial x^2}$$

Ya que:  $\partial T = D_i t^{-m} \partial t$

Representa la suma de todos los valores para D (t) en el tiempo t, quedando:

$$\frac{\partial c}{\partial T} = \frac{\partial^2 c}{\partial x^2}$$

Que tiene como solución:

$$C = C_0 \left[ 1 - \operatorname{erf} \left( \frac{x}{2\sqrt{T}} \right) \right]$$

Al integrar la ecuación:

$$\partial T = D_i t^{-m} \partial t$$

Se obtiene como resultado:

$$T = \frac{D_i}{1-m} t^{1-m}$$

Realizando las sustituciones necesarias, se obtiene la expresión propuesta por el autor:

$$C(x,t) = C_s \left[ 1 - \operatorname{erf} \left( \frac{x}{2\sqrt{\frac{D_i}{1-m} t^{1-m}}} \right) \right]$$

Donde:

C(x,t)	Concentración de cloruros a una profundidad x en el recubrimiento, % cemento
C <sub>s</sub>	Concentración superficial de cloruros, admitida como constante, en % cemento
x	Profundidad en cm.
D <sub>i</sub>	Coefficiente de difusión inicial de cloruros en cm <sup>2</sup> /año.
m	Coefficiente empírico, adimensional.
t	Tiempo en años.
erf	Función error de Gauss.

El valor de m fue determinado a través de ajustes de datos experimentales, expresándose por:

$$m = 2,5.a/c - 0,6$$

Donde:

a/c	Relación agua/cemento del hormigón analizado.
-----	---

En la figura 3.6 se muestra un perfil de penetración de cloruros, se puede advertir la influencia del tiempo en la penetración debido a la disminución del coeficiente de difusión en el modelo propuesto.

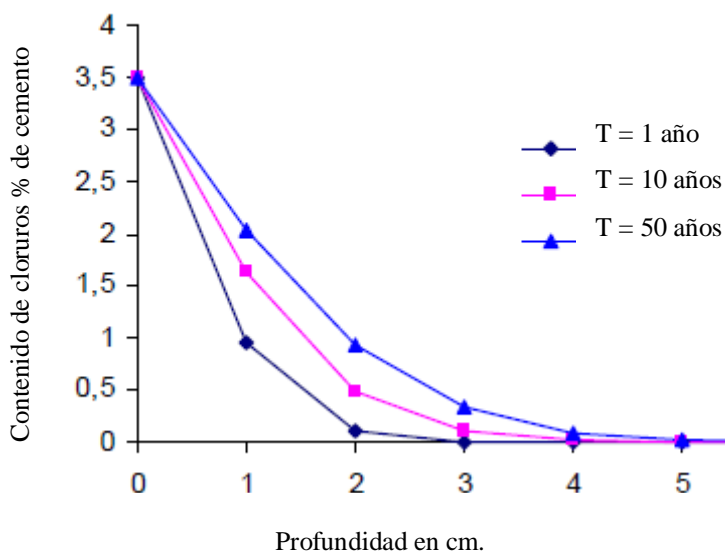


Figura 3.6.

La figura 3.7 muestra la variación del contenido de cloruros en el tiempo, para diferentes dosificaciones de agua /cemento, según el modelo estudiado.

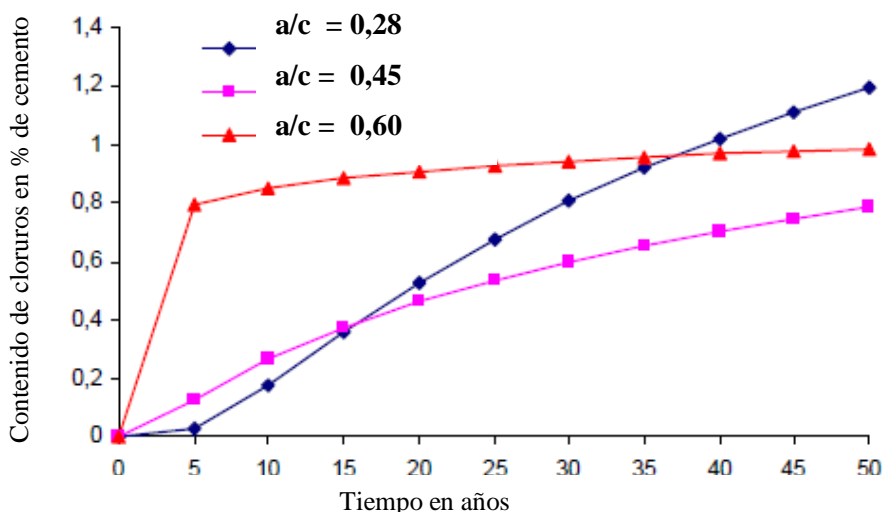


Figura 3.7.

De acuerdo con este modelo, para hormigones con relaciones a/c muy distintas, el comportamiento esperado se mantiene para edades relativamente bajas (15 años), mientras que para edades mayores, se produce un cambio de tendencia en las curvas de contenido de cloruros, incluso se llega a la inversión de tendencias para valores superiores a los 40 años. Este hecho, puede ocurrir por inconsistencia en los resultados de contenido de cloruros calculados a partir de ciertos valores de  $m$ , por lo que el modelo requiere la estimación de este parámetro, teniendo en cuenta más condiciones respecto las características del hormigón.

### 3.6.- Modelo de Uji.

Para considerar los efectos de las condiciones ambientales en la penetración de cloruros en el hormigón, Uji et al (1990), presentan un modelo que considera la variación de la concentración superficial de cloruros en el tiempo.

Según sus autores, este parámetro varía linealmente o proporcionalmente a la raíz cuadrada del tiempo. Así las condiciones de contorno para la solución de la 2ª Ley de Fick son:

$$\begin{aligned}\frac{\partial c}{\partial t} &= D \frac{\partial^2 c}{\partial x^2} \\ C(x, 0) &= 0 \rightarrow t = 0 \\ C(0, t) &= \phi(t) \rightarrow x = 0\end{aligned}$$

Para el caso donde el crecimiento de la concentración superficial sea lineal con el tiempo ( $\Phi(t) = kt$ ) la solución la representa la ecuación:

$$C(x, t) = k\sqrt{t} \cdot \left\{ \left( 1 + \frac{x^2}{2Dt} \right) \operatorname{erfc} \left( \frac{x}{2\sqrt{tD}} \right) - \frac{x}{\sqrt{\pi t D}} e^{-\frac{x^2}{4Dt}} \right\}$$

Donde:

$C(x, t)$	Concentración de cloruros a una profundidad $x$ en el recubrimiento, % de cemento.
$K$	Concentración superficial inicial de cloruros en % de cemento.
$x$	Profundidad en el recubrimiento en cm.
$D$	Coefficiente de difusión de cloruros, considerado constante, $\text{cm}^2/\text{año}$ .
$t$	Tiempo en años.
$\operatorname{erfc}$	Función complementaria de error de Gauss.

Para el caso de admitir que la función de crecimiento de la concentración superficial de cloruros en el tiempo es de la forma  $(\Phi(t) = k \cdot t^{1/2})$ , la solución es la ecuación:

$$C(x, t) = k\sqrt{t} \cdot \left\{ e^{-\frac{x^2}{4Dt}} - \left[ \frac{x\sqrt{\pi}}{2\sqrt{Dt}} \operatorname{erfc} \left( \frac{x}{2\sqrt{tD}} \right) \right] \right\}$$

Tanto en la ecuación anterior como en ésta, el valor de  $k$  se corresponde con la concentración superficial de cloruros al año de exposición al medio ambiente.

Un perfil típico de penetración calculado según la ecuación anterior es el siguiente:

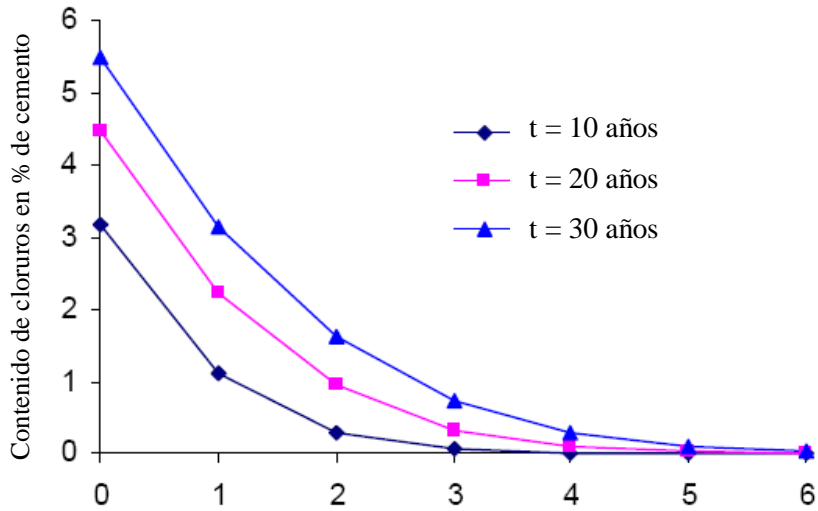


Figura 3.6. Perfil de penetración

La evolución del contenido de cloruros para diferentes relaciones a/c en el tiempo y a profundidad constante puede representarse, genéricamente, por la siguiente figura:

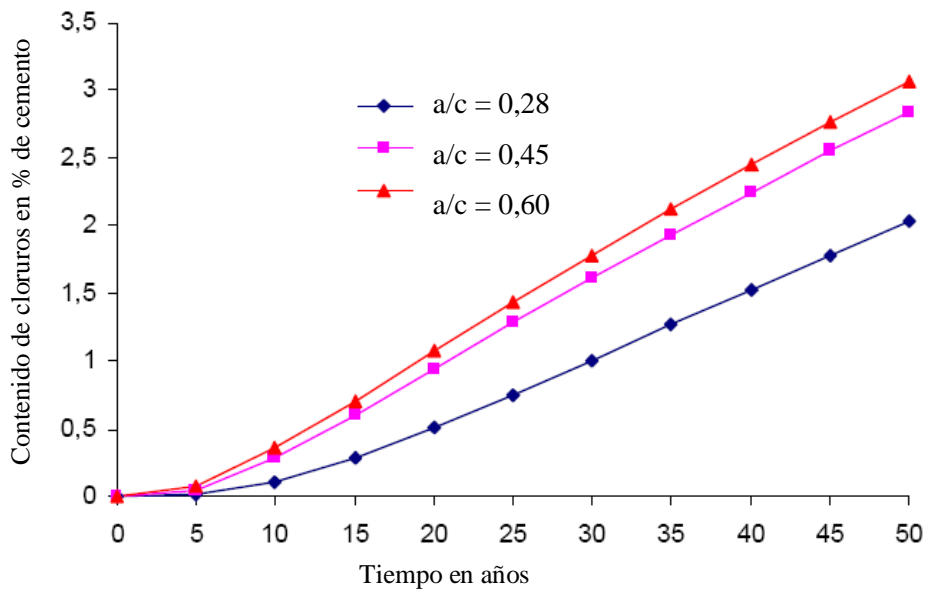


Figura 3.7. Evolución del contenido de cloruros

Se observa la hipótesis de crecimiento de la concentración superficial de cloruros en el tiempo, a pesar de todo de deben de verificar, con análisis más detallados, las leyes de comportamiento de tal factor y su ajuste con la realidad.



### 3.7.- Modelo de Mejlbro.

Mejlbro, (1996), matemático de la Universidad Técnica de Dinamarca, produce un avance importante y significativo al modelar el proceso de difusión de cloruros completando la 2ª Ley de Fick, al considerar tanto el coeficiente de difusión de cloruros como la concentración superficial de cloruros como variables en el tiempo. El investigador verifico, a través de aplicaciones de ciertas condiciones iniciales y desarrollos matemáticos, la solución completa de la segunda Ley de Fick. Se puede expresar:

$$C_{cr} = C(x,t) = C_i + [C_s(t) - C_i] \cdot \Psi_p \left( \frac{x}{2\sqrt{(t-t_{ex})D_a}} \right)$$

La función  $\Psi_p$  (llamada función de Mejlbro), fue tabulada por el autor empleando la ecuación anterior para la predicción de la vida útil en estructuras contaminadas por cloruros, en el ambiente marino de las zonas salinas de Dinamarca, con resultados que se ajustaban bien a la realidad.

Mejlbro, consideró que la concentración superficial de cloruros en los elementos estructurales dependía del tiempo y propuso una relación de proporcionalidad del tipo:

$$C_s(t) = C_i + S \left[ (t-t_{ex}) D_a \right]^p$$

Donde:

$C_s(t)$	Concentración superficial de cloruros en la superficie del hormigón en %
$C_i$	Concentración de cloruros aportados por los materiales constituyentes.
$t$	Tiempo de exposición en años.
$t_{ex}$	Tiempo desde la primera exposición.
$D_a$	Coeficiente de difusión ( $\text{cm}^2/\text{año}$ )
$S$ y $P$	Constantes que dependen de ajustes experimentales.

Si consideramos la no incorporación de cloruros por parte de los materiales constitutivos  $C_i=0$ , podremos escribir la ecuación anterior:

$$C_s(t) = S \left[ (t-t_{ex}) D_a \right]^p$$

La representación gráfica de esta ecuación se corresponde con la siguiente figura (3.7), donde se observa que la mayor concentración superficial de cloruros ocurre en los primeros años de ejecución del elemento estructural.

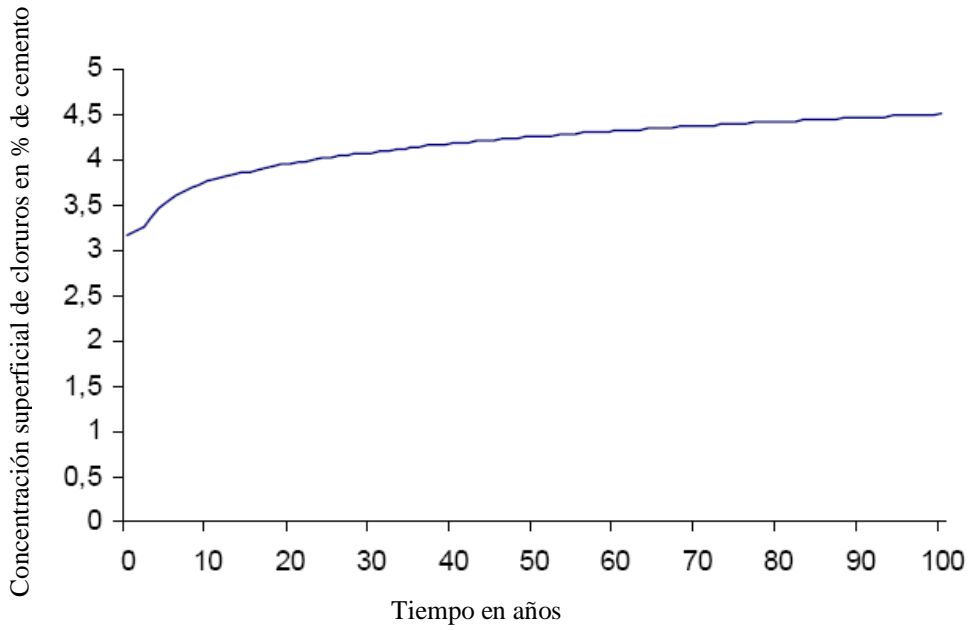


Figura 3.8.

El parámetro  $p$  es función de la concentración superficial de cloruros, que aumenta con el tiempo, el tipo de cemento y el ambiente.

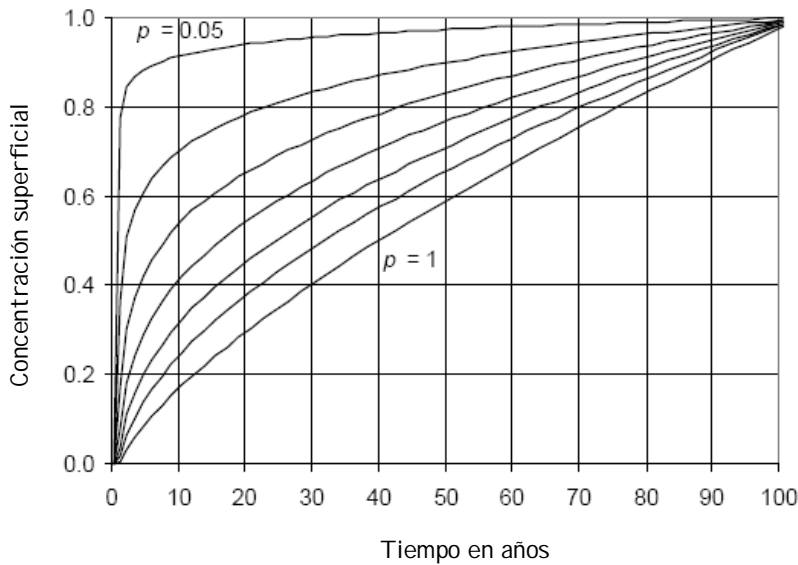


Figura 3.9. Variación del parámetro  $p$

También el autor definió la variación del coeficiente de difusión de cloruros  $D_a$  expresado como:

$$D_a = D_{aex} \left( \frac{t_{ex}}{t} \right)^\alpha$$

Donde:

$D_{aex}$  Coeficiente de difusión en el tiempo  $t_{ex}$  en  $\text{cm}^2/\text{año}$ .

$\alpha$  Parámetro que depende de las características del hormigón.

El valor de  $D_{aex}$  corresponde al coeficiente de difusión obtenido a través de investigaciones experimentales antes de la construcción del elemento estructural. Para los casos en los que dicho parámetro no hubiese sido determinado, el autor propone:

$$D_{aex} = 50000 \sqrt[10]{a/c}$$

La variación del coeficiente de difusión en relación a los diferentes tipos de hormigones se incorpora a través del valor de  $\alpha$ , según la función:

$$\alpha = 3.0 \cdot (0.55 - a/c)$$

El mayor problema que presenta el modelo, para su generalización, es la determinación de los parámetros S y P, por la cantidad de datos que son necesarios para su caracterización.

Swamy et al (1994), realizan medidas de concentración superficial de cloruros en estructuras localizadas en Japón, donde los autores obtienen una gran cantidad de datos relativos a estructuras en distintas situaciones ambientales llegan a establecer su comportamiento en el tiempo, según se aprecia en la figura siguiente:

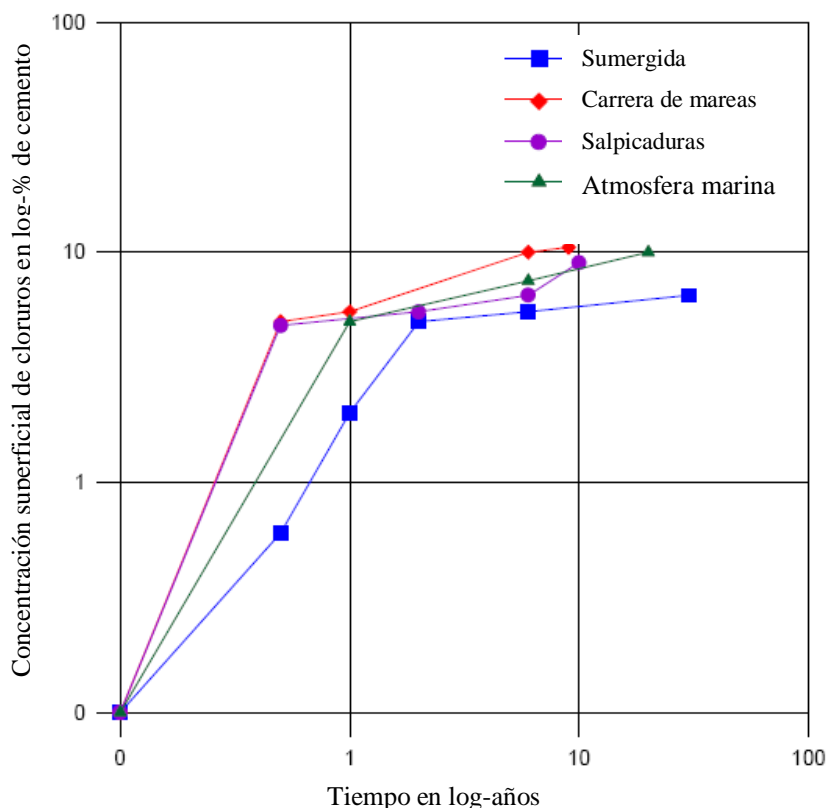


Figura 3.10.

### 3.8. - Modelo de Tang. (ClinConc)

Este investigador propone otro modelo que considera la variación del coeficiente de difusión de cloruros con el tiempo. El principio básico del modelo es el siguiente: debido a la dificultad de medir los cloruros libres en los poros del material, se determina el contenido de cloruros totales en diferentes profundidades, y los resultados encontrados se ponderan en consideración a la distribución de la solución intersticial del hormigón.

Basándose en la primera Ley de Fick, se tiene la relación:

$$J = -D(x,t) \frac{\partial c}{\partial x}$$

Donde:

- J Flujo de iones cloruro.
- D(x,t) Variación del coeficiente de difusión en el tiempo.
- C Concentración de cloruros libres en los poros del hormigón a profundidad x.

Una ecuación que tiene en cuenta el efecto de la fijación de los cloruros, química ó físicamente, en la superficie de los poros del material, se puede representar por:

$$\frac{\partial c}{\partial t} = - \frac{\partial J}{\partial x} - \frac{\partial c_b}{\partial t}$$

- C<sub>b</sub> Concentración de cloruros fijos en la masa del hormigón.

El flujo de iones cloruro puede ser expresado a través de la ecuación:

$$\frac{\partial c}{\partial t} + \frac{\partial c_b}{\partial t} = \frac{\partial D(x,t)}{\partial x} \frac{\partial c}{\partial x} + D(x,t) \frac{\partial^2 c}{\partial x^2}$$

Según los autores, el proceso de fijación de cloruros obedece a la Ley de Freundlich donde:

$$c_b = f_a c^B \quad \text{por peso unitario de gel CSH.}$$

$$c_b = \frac{(1+W_n^0)\alpha}{1/f_c + W_n^0\alpha} f_a c^B \quad \text{por peso unitario de muestra seca.}$$

$$c_b = \frac{(1+W_n^0)\alpha}{1/f_c + W_n^0\alpha} \frac{f_a}{V_p} c^B \quad \text{por volumen unitario de solución en los poros.}$$

$W_n^0$	Fracción de agua no evaporable= 0,25
$\alpha$	Grado de hidratación.
$f_a, B$	Constantes dependientes del tipo de cemento.
$V_p$	Volumen de poros por muestra seca.
$f_c$	Contenido de cemento = $P_{\text{cemento}} / (P_{\text{cemento}} + P_{\text{aridos}})$

Los autores engloban en una única constante A la expresión:

$$\frac{(1+W_n^0)\alpha f_a}{1/f_c + W_n^0\alpha V_p}$$

por lo que la variación de cloruros fijos en el tiempo se puede expresar:

$$\frac{\partial c_b}{\partial t} = ABC^{B-1} \frac{\partial c}{\partial t}$$

Así la forma final que determina la variación del coeficiente de difusión en el tiempo y la fijación de cloruros en el hormigón es:

$$\frac{\partial c}{\partial t} = \frac{1}{1+ABC^{B-1}} \left[ \frac{\partial D(x,t)}{\partial x} \frac{\partial c}{\partial x} + D(x,t) \frac{\partial^2 c}{\partial x^2} \right]$$

A través de esta condición procuraron inferir la variación del coeficiente de difusión de cloruros con la profundidad,  $D(x,t)$ , para lo que consideraron tres premisas.

- En función del efecto piel, el hormigón presenta más poros en la superficie que en su interior.
- Con la hidratación continua del hormigón, se producen cambios microestructurales que contribuyen a minimizar el flujo del material con la edad.
- La variación de la temperatura influye en el coeficiente de difusión de cloruros según la Ley de Arrhenius.

Así se puede expresar la variación del coeficiente de difusión con el tiempo mediante la expresión:

$$D(x,t) = \frac{D_0}{\varepsilon_p} f(x)g(t)e^{\frac{E}{R}\left[\frac{1}{T_0}-\frac{1}{T}\right]}$$

Donde:

$D_0$	Coefficiente de difusión del hormigón hidratado.
$\varepsilon_p$	Porosidad de una muestra de hormigón.

$$\varepsilon_p = \frac{\left(\frac{1}{f_c} + W_n^0 \alpha\right) V_p}{\frac{(1-\alpha)}{\gamma_{cemento}} + \frac{(1+W_n^0)\alpha}{\gamma_{gel}} + \left(\frac{1}{f_c} + W_n^0 \alpha\right) V}$$

Donde:

$\gamma_{cemento}$  Densidad del cemento Portland = 3,15 g/cm<sup>3</sup>

$\gamma_{gel}$  Densidad del gel = 2,34 g/cm<sup>3</sup>

$f(x)$  Función de variación de profundidad del recubrimiento.

$$f(x) = \begin{cases} \varphi + (1-\varphi) \left(\frac{x}{x_s}\right)^{\beta_x} & \rightarrow x < x_s \\ 1 & \rightarrow x \geq x_s \end{cases}$$

Donde:

$x_s$  Límite de la zona de transición y la matriz interna del hormigón.

$\varphi$  Relaciones entre las difusividades de la superficie y el interior del hormigón =  $D_s/D_0$

$\beta_x$  Constante.

$g(t)$  = Función que relaciona la edad del material.

$$g(t) = \begin{cases} \left(\frac{t_0}{t+t_i}\right)^{\beta_t} & \rightarrow t < t_0 - t_i \\ 1 & \rightarrow t \geq t_0 - t_i \end{cases}$$

Donde:

$t_0$  Edad en donde la difusión permanece constante.

$t_i$  Edad de la primera exposición, del elemento a los cloruros.

$\beta_t$  Constante.

### 3.9.- Modelo de Saetta.

Este modelo numérico también considera la variación del coeficiente de difusión de cloruros en el tiempo, incluyendo además otros factores como: la temperatura, humedad relativa, grado de hidratación y flujo de agua, de acuerdo con la expresión:

$$\frac{\partial C_t}{\partial t} = -div[D_a \cdot \nabla C_t] + \frac{C_t}{\alpha} \cdot \frac{\partial w}{\partial t}$$

Donde:

$D_a$	Coefficiente de difusión aparente en $m^2/s$ .
$C_t$	Concentración total de cloruros en $kg/m^3$
$\alpha$	Factor de capacidad.
$w$	Contenido de agua en $kg/kg$ .

El factor de capacidad ( $\alpha$ ) se puede definir como una medida de capacidad de fijación de cloruros para un hormigón saturado, siendo representado por:

$$\alpha = W_{sat} + (1 - W_{sat})\gamma$$

Donde:

$w_{sat}$	Contenido de agua evaporable en el hormigón.
$\gamma$	Tasa de cloruros adsorbidos por el material.

Definido  $\alpha$ , se puede calcular  $D_a$  como  $D_a = D_i/\alpha$ , donde  $D_i$  es un coeficiente de difusión base. Al objeto de englobar los efectos de la humedad y transferencia de calor en cantidad de agua presente en el hormigón, el término  $w$  puede ser modificado como:

$$w = w_{sat} \cdot h \cdot (1.16h^3 - 1.05h^2 - 0.11 + 1)$$

Donde:

$h$	Humedad relativa
-----	------------------

La determinación del coeficiente base para el cálculo del aparente lleva en consideración la influencia de la temperatura, el curado del hormigón y la humedad relativa.

$$D_i = D_{i,ref} \cdot f_1(T) \cdot f_2(t_e) \cdot f_3(h)$$

Donde:

$D_{i,ref}$	Valor de referencia para $D_i$ ( $m^2/s$ ), siendo validado para condiciones patrones de temperatura ( $T=23^\circ C$ ), humedad relativa ( $h=100\%$ ) y grado de hidratación del cemento (28 días).
$T$	Temperatura en $^\circ K$
$t_e$	Tiempo de curado en días
$h$	Humedad relativa

Las funciones  $f_1$ ,  $f_2$  y  $f_3$ , muestran la influencia de la temperatura, el grado de hidratación y la humedad relativa, respectivamente según las siguientes relaciones:

$$f_1(T) = e^{\frac{U}{R}\left(\frac{1}{T_0} - \frac{1}{T}\right)} \quad t_e = t_{e,in} + \int_0^t \beta_h \beta_T dt$$

$$f_2(t_e) = \zeta + (1 - \zeta) \left(\frac{28}{t_e}\right)^{1/2} \quad \beta_h = \left[1 + (3.5 - 3.5h)^4\right]^{-1}$$

$$f_3(h) = \left[1 + \frac{(1-h)^4}{(1-h_c)^4}\right]^{-1} \quad \beta_T = e^{\frac{U}{R}\left(\frac{1}{T_0} - \frac{1}{T}\right)}$$

Donde:

U	Energía de la actividad de la difusión en KJ/mol
R	Constante universal de gases KJ/mol°K
T <sub>0</sub>	Temperatura de referencia 296°K
T	Temperatura actual en °K
ζ	Relación entre los coeficientes de difusión para tiempo ∞ y para 28 días
h <sub>c</sub>	Humedad relativa = 75%

Con tales planteamientos los autores proponen un proceso de elementos finitos para analizar el fenómeno de la difusión numéricamente. Como el proceso contempla variables que solo dependen del tiempo, el análisis numérico se realiza paso a paso, donde los resultados obtenidos en cálculos anteriores son empleados para la obtención de resultados posteriores.

### 3.10. - Modelo de Bob.

Bob (1996), presenta un modelo que inicialmente se emplea para el análisis de la profundidad de carbonatación en estructuras, aunque después de verificaciones basadas en datos experimentales de larga duración, observó que, el modelo, podía ser utilizado para el proceso de penetración de cloruros, mediante la expresión:

$$x_m = 150 \left( \frac{cK_1K_2d}{f_c} \right) \sqrt{t}$$

Donde:

x <sub>m</sub>	Profundidad media de penetración de cloruros en mm.
f <sub>c</sub>	Resistencia a compresión del hormigón en N/mm <sup>2</sup>
c	Capacidad de fijación de cloruros en función del tipo de cemento c = 1,0 para Portland común c = 0,9 para Portland con 15% de adiciones c = 0,75 y 0,67 para Portland con 30% y 50% de adiciones
K <sub>1</sub>	Influencia de la temperatura en el modelo K <sub>1</sub> = 0,67 para temperaturas entre 0 y 5 °C K <sub>1</sub> = 0,75 para temperaturas entre 5 y 15 °C K <sub>1</sub> = 1,00 para temperaturas entre 15 y 25 °C K <sub>1</sub> = 1,25 para temperaturas entre 25 y 35 °C K <sub>1</sub> = 1,50 para temperaturas entre 35 y 45 °C



- $K_2$  Influencia de la humedad relativa en el modelo  
 $K_2 = 0,75$  para HR = 50%  
 $K_2 = 1,00$  para HR = 85%  
 $K_2 = 0,75$  para HR = 100%
- d Relación entre la concentración crítica y la superficial de cloruros en la estructura  
 $d = 2,00$  para r entre 0 y 19%  
 $d = 1,00$  para r entre 20 y 50%  
 $d = 0,50$  para r entre 51 y 65%  
 $d = 0,33$  para r entre 66 y 85%  
 $d = 0,16$  para r superiores a 85%

### 3.11.- Modelo D. Izquierdo.

Izquierdo (2003), propone un método con bases probabilistas a través del método de los coeficientes parciales, afectando el parámetro recubrimiento por el conjunto de todos los coeficientes parciales, así plantea la siguiente ecuación para la etapa de iniciación:

$$C_{cr,d} = C_{s,d} \left( 1 - erf \left( \frac{\frac{C}{1,9}}{2 \sqrt{D_{Cl,d} \left( \frac{1}{t} \right)^{0,02} t}} \right) \right)$$

Donde:

- $C_{cr,d}$  Concentración crítica de cloruros, en % de cemento  
 $C$  Recubrimiento en m.  
 $C_{s,d}$  Concentración superficial de cloruros en % de cemento  
 $D_{Cl,d}$  Coeficiente de difusión de cloruros en  $m^2/s$   
 $1,9$  Valor de la agrupación de todos los coeficientes parciales que afectan a las Variables  
 $t$  Tiempo en segundos, del periodo de iniciación

La concentración crítica de despasivación del hormigón se puede obtener a partir de la tabla 3.1 función de la relación agua - cemento

Relación a/c	$C_{CR,d}$ (%cem)
0.6	0.32
0.5	0.4
0.4	0.63
0.3	0.7

Tabla 3.1. Concentración crítica de despasivación a partir de la relación a/c

Para la concentración superficial se puede emplear la siguiente ecuación en tanto por ciento en peso de hormigón, en función de la distancia a la costa.

$$C_s [\% Horm] = 0.33 - 0.0635 \cdot LN(D)$$

Mientras que el coeficiente de difusión de cloruros puede estimarse de acuerdo a la ecuación siguiente y para el caso de elementos con hormigón portland

$$D_{Cl,1,d} = \left( -2.18 + 1.36e^{\frac{a}{c}} + \frac{750}{C_{cem}} \right)^2 \cdot 10^{-12} m^2 / s$$

El mismo autor en 2009, también en base a análisis de tipo probabilista propone un valor objetivo de la probabilidad de fallo de  $4 \cdot 10^{-2}$  (el coste de diseñar para un medio ambiente más agresivo como los cloruros es superior al de un medio ambiente de carbonatación) se obtiene una expresión para la verificación del E.L. de durabilidad adecuadamente calibrada con las expresiones:

Para vida útil de 50 años.  $\left( \frac{C}{V_{Cl}} \right) \frac{1}{1.70} \geq t_L$

Para vida útil de 100 años.  $\left( \frac{C}{V_{Cl}} \right) \frac{1}{1.50} \geq t_L$

$V_{Cl}$  Velocidad de penetración de cloruros. (Periodo de iniciación)

### 3.12.- Modelo Sagüés et al.

Plantea un modelo de carácter experimental sobre una estructura real y sencillo para determinar el coeficiente de difusión de cloruros.

El modelo para estimar el coeficiente de difusión de estructuras (con relación agua/cemento de 0,32 a 0,41 y contenidos de cemento de 390 a 446 kg/m<sup>3</sup>) actualizado a un año sería:

$$D_{estimado} = 1.1 \cdot 10^{-8} * F_1 * F_2 * \left( 1 + \frac{a/c - 0.32}{0.09} \right) * \left( 1 + \frac{446 - c}{56} \right)$$

Donde:

- D Se expresa en cm<sup>2</sup>/s
- a/c Es la relación agua/cemento
- c Es el contenido de cemento (en kg/m<sup>3</sup>)
- F1 Es el factor de influencia de las adiciones, que vale:
- F1 = 1 si el contenido de cenizas volantes es del 18 al 30%, ó el de humo de sílice es del 8 al 10% o el de escorias es superior al 70%.
  - F1 = 3 si no se emplean adiciones minerales.
- F2 Es el factor de edad; esta expresión del coeficiente de difusión está calculada para una estructura de 11 años de edad; su actualización a un año supone emplear el factor  $F2 = (1/11)^{-0,7}$ .

### 3.13.- Modelo J. Oliveira. (Focus Group)

Presento este modelo por su originalidad y singularidad.

J. Oliveira (2002), propone un modelo basado en una metodología de las ciencias sociales cuya técnica es denominada de Grupos Focalizados (Focus Group), son foros de debate por un grupo de individuos que se reúnen para discutir un tema específico.

El autor, elabora un cuestionario para ser contestado por los participantes en el Focus Group, con 14 cuestiones relativas a características de hormigones y condiciones ambientales

- Resistencia característica del hormigón a compresión
- Tipo de aditivos
- Tipo de cemento
- Contenido superficial de cloruros
- Temperatura ambiente
- Humedad relativa

El Focus Group, lo constituyen 9 investigadores especialistas en el área de durabilidad de las estructuras de hormigón.

Con base a los datos recabados de los investigadores, el autor, plantea un modelo que interpreta la penetración de cloruros en el hormigón bajo las siguientes consideraciones:

- El análisis es unidimensional
- Se admite que el hormigón es homogéneo e isotrópico
- La estructura se ejecuta en buenas condiciones de construcción.

En principio se admite que cada variable obedece a una relación exponencial del tipo:

$$y_i = a_i \cdot \text{var}_i^{b_i}$$

Siendo:

$y_i$  Penetración relativa a cada variable  
 $a_i$  y  $b_i$  Constantes obtenidas a través del ajuste de los datos del Focus Group.

Por tanto, las relaciones individuales de cada variable con la penetración de cloruros se pueden expresar a través de las siguientes ecuaciones:

$$y_{UR} = a_1 \cdot UR^{b_1}$$

$$y_T = a_2 \cdot T^{b_2}$$

$$y_{Cl} = a_3 \cdot Cl^{b_3}$$

$$y_t = a_4 \cdot t^{b_4}$$

$$y_{f_{ck}} = \frac{a_5}{f_{ck}^{b_5}}$$

$$y_{ad} = \frac{a_6}{(1 + ad)^{b_6}}$$

Donde:

$y_i$  Penetración relacionada con la variable en mm.  
 UR Humedad relativa media del ambiente en %  
 T Temperatura media ambiental en °C  
 Cl Concentración superficial de cloruros en % de cemento  
 $f_{ck}$  Resistencia característica del hormigón a compresión en Mpa.  
 ad Contenido de adiciones en el hormigón en % de cemento  
 t Tiempo en años  
 $a_i$  y  $b_i$  Constantes de ajustes de los modelos individuales.

Determinadas las relaciones individuales de cada variable, estudia la formulación que englobe todos los efectos de las variables y adopta el modelo multiplicador como el más representativo del fenómeno de penetración de cloruros:

$$y = K_0 \cdot \frac{UR^{b_1} \cdot T^{b_2} \cdot Cl^{b_3}}{K_1 \cdot f_{ck}^{b_4} \cdot K_2 \cdot (1 + Ad)^{b_5}} t^{b_6}$$

Finalmente el modelo desarrollado durante el estudio de Focus Group, que representa la penetración de cloruros en el hormigón se modela por:

$$y = 7.35 \cdot \frac{UR^{0.7} \cdot T^{0.1} \cdot Cl^{0.7}}{K_1 \cdot f_{ck} \cdot K_2 \cdot (1 + Ad)^{0.2}} \sqrt{t}$$

y	Posición del frente de penetración para un contenido de cloruros de 0,4% en cemento	
K <sub>1</sub>	Factor que varía en función del tipo de cemento	
	▪ CEM II -E	K <sub>i</sub> = 0,98
	▪ CEM II -F	K <sub>i</sub> = 1,00
	▪ CEM II -Z	K <sub>i</sub> = 1,05
	▪ CEM III -AF	K <sub>i</sub> = 1,21
	▪ CEM IV -Puz	K <sub>i</sub> = 1,17
	▪ CEM V -ARI	K <sub>i</sub> = 0,95
K <sub>2</sub>	Factor en función del tipo de adición	
	▪ Sílice activa	K <sub>2</sub> = 1,00
	▪ Metacaolin	K <sub>2</sub> = 0,97
	▪ Ceniza de cascara de arroz	K <sub>2</sub> = 0,76

Una observación importante, destaca el autor, es la de obtener para el coeficiente  $b_6 = 0,5$  que coincide con casi todos los modelos teóricos al establecer la proporcionalidad con la raíz cuadrada del tiempo.

### 3.14.- Modelo desarrollado por FIB.

Se trata de un modelo probabilístico basado en la segunda Ley de Fick, a través de la expresión:

$$C_{crit} = C(x = a, t) = C_0 + (C_{s,\Delta x} - C_0) * \left( 1 - \operatorname{erf} \left( \frac{a - \Delta x}{2\sqrt{D_{app,C} * t}} \right) \right)$$

Donde:

C <sub>crit</sub>	Contenido crítico de cloruros (% peso de cemento).
C(x,t)	Contenido de cloruros a una profundidad x, y un tiempo t (% peso de cemento).
C <sub>0</sub>	Contenido inicial de cloruros en el hormigón (% peso de cemento).
C <sub>s,Δx</sub>	contenido de cloruros a una profundidad Δx y a un determinado tiempo t (% Peso de cemento).
x	profundidad con un contenido de cloruros correspondiente C(x,t) (mm).
a	Recubrimiento de hormigón (mm).
Δx	Profundidad de la zona de convección (capa de hormigón, en la cual el proceso de penetración de cloruros no sigue la 2ª ley de difusión de Fick) (mm).
D <sub>app,C</sub>	Coefficiente de difusión de cloruros aparente (mm <sup>2</sup> /año).
t	Tiempo (años).
erf	Función error de Gauss.

El coeficiente de difusión aparente de cloruros en el hormigón se puede determinar mediante la ecuación:

$$D_{app,C} = K_e * D_{RCM,0} * k_t * A(t)$$

$k_e$  Variable de transferencia ambiental (-).

$$K_e = \exp \left[ b_e \left( \frac{1}{T_{ref}} - \frac{1}{T_{real}} \right) \right]$$

$b_e$  Variable de la regresión (K)

$T_{ref}$  Temperatura normalizada del ensayo (293 K)

$T_{real}$  Temperatura en el elemento estructural o del aire ambiental (°K)

$D_{RCM,0}$  Coeficiente de migración de cloruros (mm<sup>2</sup>/año)

$k_t$  Parámetro de transferencia (-)

$A(t)$  Subfunción que considera el "envejecimiento" (-).

$$A(t) = \left( \frac{t_0}{t} \right)^a$$

$a$  Exponente de envejecimiento (-)

$t_0$  Instante de tiempo de referencia (años)

$D_{RCM,0}$  se obtiene del método de Migración Rápida de Cloruros (NT Build 492). Se trata de una variable de distribución normal, cuya desviación estándar es  $\sigma = 0,2 \cdot m$  ( $m = \text{media}$ ). Si no se puede obtener a través de ensayos, de forma orientativa se puede emplear la siguiente tabla ( $D_{RCM,0} \times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$ ):

Tipo de cemento	$a/c_{eqv}^1$					
	0.35	0.4	0.45	0.5	0.55	0.6
<b>CEM I 42.5 R</b>	n.d. <sup>2</sup>	8.9	10.0	15.8	19.7	25.0
<b>CEM I 42.5 R + FA(K=0.5)</b>	n.d. <sup>2</sup>	5.6	6.9	9.0	10.9	14.9
<b>CEM I 42.5 R + SF (K=2)</b>	4.4	4.8	n.d. <sup>2</sup>	n.d. <sup>2</sup>	5.3	n.d. <sup>2</sup>
<b>CEM III/B 42.5</b>	n.d. <sup>2</sup>	1.4	1.9	2.8	3.0	3.4

Tabla 3.2

- 1 relación a/c equivalente, considerando las cenizas volantes o el humo de sílice con su correspondiente factor de eficiencia (k). Los contenidos considerados fueron: FA= 22% en peso de cemento: SF=5%
- 2 n.d.- el coeficiente de migración de cloruros no se ha determinado para estas dosificaciones de hormigón

Los  $D_{app,c}$  se obtienen de perfiles de cloruros recogidos de la Bibliografía y agrupados en función de la dosificación del hormigón y el ambiente de exposición.

Posteriormente se realiza un ensayo de migración acelerada de cloruros con probetas de esas mismas dosificaciones y se ajustan las regresiones, para así obtener el coeficiente de envejecimiento.

El coeficiente de envejecimiento para las zonas sumergida, carrera de mareas y de salpicadura se muestra en la siguiente tabla; se puede suponer igualmente válida para las zonas de rociado y atmosférica, del lado de la seguridad:

Hormigón	Exponente de envejecimiento a(-)
Hormigón con cemento pórtland CEMI ; $0.40 \leq a/c \leq 0.60$	Beta ( $m^1=0.30$ ; $s^2=0.12$ ; $a^3=0.0$ ; $b^4=1.0$ )
Hormigón con cenizas volantes $f_c \geq 0.2 * z$ ; $k=0.50$ ; $0.40 \leq a/c_{eq} \leq 0.60$	Beta ( $m^1=0.60$ ; $s^2=0.15$ ; $a^3=0.0$ ; $b^4=1.0$ )
Hormigón con escorias CEMI III /B; $0.40 \leq a/c \leq 0.60$	Beta ( $m^1=0.45$ ; $s^2=0.20$ ; $a^3=0.00$ ; $b^4=1.0$ )

Tabla 3.3

<sup>1</sup> m: valor medio<sup>2</sup> s: desviación estándar<sup>3</sup> a: límite inferior<sup>4</sup> b: límite superior

Para cuantificar el valor de "a", se estableció que  $k_t = 1$ .

El instante de tiempo de referencia se eligió a los 28 días ( $t_0=0,0767$  años).

$b_e$  tiene una distribución normal, con  $m = 4800$ ;  $\sigma = 700$ .

En cuanto al contenido de cloruros en superficie, aunque también depende del tiempo, en un periodo de tiempo corto ya llega al valor máximo, por lo que para predicciones a largo plazo no se incluye esta dependencia del tiempo.

La profundidad de la zona de convección ( $\Delta x$ ) depende del ambiente de exposición:

- Para zona de salpicaduras, es una función beta, con  $m = 8,9$ ;  $s = 5,6$ ;  $a = 0,0$ ;  $b = 50,0$ .
- Para zona sumergida, es un parámetro constante de valor 0.
- Para zona de carrera de mareas, es una función beta en la que hay que determinar los parámetros  $m$ ,  $s$ ,  $a$  y  $b$ .

El contenido crítico de cloruros (en % en peso de cemento) es una función beta, con  $m = 0,6$ ;  $s = 0,15$ ;  $a = 0,2$ ;  $b = 2,0$ .

### 3.15.- Modelo DuraCrete.

DuraCrete usa en su proyecto un coeficiente de difusión de cloruros dependiente del tiempo; incluyendo un numero de factores de corrección asegurados con datos empíricos. Las incertidumbres de todos los parámetros son usadas cuantificadas en los datos de entrada del modelo.

El principio de este modelo es:

- Determinar un coeficiente de difusión de cloruros para el hormigón con un ensayo a corto plazo, por ejemplo 28 días
- Calcula un coeficiente de difusión efectivo después de cierto tiempo de exposición corrigiendo el coeficiente determinado con el efecto de los ensayos, curado, medio ambiente y envejecimiento

- Un contenido aparente superficial de cloruros (constante)
- Predecir la penetración de cloruros después de cierto tiempo

Utiliza las siguientes ecuaciones

$$C(x,t) = C_{sa} \cdot \operatorname{erfc} \left( \frac{x}{2\sqrt{D_e \cdot t}} \right)$$

$$D_e = k_t \cdot D_{RCM,0} \cdot k_e \cdot k_c \cdot \left( \frac{t_0}{t} \right)^n$$

Donde:

$D_{RCM,0}$	Es el coeficiente de migración de cloruros bajo unas condiciones de compactación, curado y ambientales, medido a un tiempo $t_0$
$n$	Es un exponente que da la dependencia temporal al coeficiente de difusión efectivo
$k_t$	Es un factor que transfiere la medida del coeficiente de migración de cloruros $D_{RCM,0}$ a un coeficiente de difusión de cloruros $D_0 (= k_t \cdot D_{RCM,0})$
$k_e$	Es un factor que considera la influencia ambiental
$k_c$	Es un factor que considera la influencia del curado
$C_{sa}$	Es el nivel de cloruros superficial en $[wt\% Cl^- / binder]$
$t$	Es el tiempo de exposición en años
$t_0$	Es el periodo de referencia en años, en este caso $t_0 = 28$ días

El modelo debería ser revisado para considerar correctamente la dependencia temporal del coeficiente de difusión. El coeficiente de difusión efectivo no está definido al inicio de la exposición.

DuraCrete [1998] Probabilistic Performance based durability design of concrete structures Brite EuRam Project BE95 - 1347.

DuraCrete (2000): "Statistical Quantification of the Variables in the Limit State Functions", BRITE EURAM, Probabilistic Performance based Durability Design of Concrete Structures, Document BE95-1347/R9.



### 3.16.- Modelo Nilsson.

Nilsson (2002), plantea este modelo claramente empírico que utiliza de forma falsa la segunda Ley de Fick. Pero su ventaja es la sencillez de su planteamiento y también la consideración temporal del coeficiente de difusión.

El modelo requiere, La estimación del coeficiente de difusión dependiente del tiempo así como el contenido superficial de cloruros en las condiciones de obra y con ellas aplicar la ecuación siguiente:

$$C(x,t) = C_{sa}(t) \cdot \operatorname{erfc} \left( \frac{x}{2\sqrt{D_a(t) \cdot t}} \right)$$

$$D_a = D_{aex} \left( \frac{t_{ex}}{t} \right)^\alpha$$

$$C_{sa} = A \cdot \ln(\Delta t_{ini} + t - t_{exp}) + B$$

Donde:

t	Edad inicial de la determinación de los parámetros.
t <sub>exp</sub>	Edad de exposición
Δ t <sub>ini</sub>	Periodo inicial de fijación de cloruros
A y B	Parámetros de la regresión.

El coeficiente de difusión aparente D<sub>aex</sub> debe estimarse a partir de una prueba de inmersión a corto plazo. El exponente α, sin embargo, debe determinarse a partir de datos de campo de las condiciones ambientales adecuadas.

El modelo es simple y transparente para cualquier usuario, pero presenta las dificultades de la caracterización de las variables ambientales y materiales donde el autor no indica su determinación.

### 3.17.- Modelo Life-365

Está basado este modelo en la 2ª Ley de Fick, con coeficiente de difusión y concentración superficial dependientes del tiempo.

La expresión que determina el coeficiente de difusión es la siguiente:

$$D_{F_2}(t, T) = D_{ref} \cdot \left( \frac{t_{ref}}{t} \right)^m \cdot \exp \left[ \frac{U}{R} \cdot \left( \frac{1}{T_{ref}} - \frac{1}{T} \right) \right]$$

Las condiciones de ambiente se describen por  $C_{SA}(t)$ , en Life-365 aumentando a un ritmo constante hasta un cierto nivel máximo, después de un tiempo definido. La dependencia del tiempo según la ecuación anterior se usa en Life-365 para un tiempo de exposición limitado, hasta unos 25 años. Después, el coeficiente de difusión se trata como una constante. Para los hormigones y entornos utilizados y ya estudiados en Norte-América, Life-365 propone valores independientes de la composición del hormigón.

Life-365 está ampliamente distribuido y probado en Norte-América con una publicación que describe los detalles del software y los antecedentes de la selección de los datos de entrada por defecto. El usuario puede cambiar libremente todos los datos de entrada, si se dispone de mejores datos. Life-365 puede, en consecuencia, ser considerado como una herramienta matemática para ser utilizada para diversos casos, por un usuario adiestrado. Modelos similares pueden ser fácilmente construidos mediante el uso de métodos de diferencias finitas para cualquier conjunto de suposiciones.

La principal ventaja del modelo Life-365 es su facilidad de uso, especialmente la base de datos que abarcan las condiciones ambientales en todo Norte América.

Además de las limitaciones generales e inconveniente de los modelos empíricos, existen incertidumbres sobre la definición y cuantificación de la dependencia temporal del coeficiente de difusión. El exponente  $m$  es cuantificado sobre todo a partir de observaciones de la dependencia temporal del coeficiente de difusión aparente, pero en otros casos a partir de mediciones en hormigón viejo no expuesto a cloruros.

### 3.18.- Modelo general basado en la resistividad eléctrica

Considerando la relación existente entre la resistividad (inversa de la conductividad) y la difusión, Andrade propuso el modelo de cálculo del tiempo de iniciación  $t_i$  basado en la resistividad, mediante el cual se puede estimar el ingreso de los iones cloruro o carbonatación hasta despasivar la armadura.

El modelo se basa en la misma solución simplificada de la raíz cuadrada del tiempo, en la que se considera el factor K de la velocidad de penetración del agresivo como siendo aproximadamente la raíz cuadrada del coeficiente de difusión  $D_{Cl}$ .

$$x = \sqrt{D} \sqrt{t_i}$$

Asumiendo la resistividad como la inversa de la difusión,

$$x = \sqrt{\frac{K_{Cl,CO_2}}{\rho_{ap}}} \sqrt{t_i}$$

la cual se ajusta con el factor de ambiente  $K_{Cl,CO_2}$ , se obtiene la ecuación para el cálculo del periodo de iniciación.

$$t_i = \frac{x^2 \cdot \rho_{ap}}{K_{Cl,CO_2}} = \frac{x^2 \cdot \rho_{es} \cdot r_{Cl,CO_2}}{K_{Cl,CO_2}}$$

Donde:

$\rho_{es}$	Es la resistividad efectiva del hormigón saturado en agua y curado 28 días en húmedo ( $\Omega m$ )
$r_{Cl,CO_2}$	Es el factor de retardo debido a la interacción de los iones cloruro o de la carbonatación con el sólido
$\rho_{ap}$	Es la resistividad aparente del hormigón ( $\Omega m$ )
$x$	Es la profundidad de penetración del agresivo (mm)
$K_{Cl,CO_2}$	Es un factor que depende del tipo de ambiente

La ventaja de este modelo frente a los demás es la de contemplar, por un lado, la condición de contorno de la estructura mediante el factor de ambiente  $K_{Cl,CO_2}$  que tiene en cuenta no sólo la concentración del agresivo, pero también todos los factores influyentes en la cinética del transporte (temperatura, humedad relativa del medio, etc.) Por otro lado, el modelo toma en consideración la capacidad del medio para la difusión a través del factor de retardo  $r_{Cl,CO_2}$  que refleja la interacción de la sustancia con la matriz sólida del hormigón y viene multiplicando la resistividad eléctrica del medio saturado, que, a su vez, refleja el grado de conectividad y tortuosidad de los poros de la microestructura.

### 3.19.- Método factorial para la estimación de la vida útil

Es otra forma de enfocar la determinación de la vida útil de una estructura d edificación, no se fundamenta en los modelos del determinismo. Este enfoque está descrito por ISO 15686-1

Una explicación completa del método se establece en la publicación de BRE "Reinforced Concrete Service Life Design" (Nolan et al. 2006)

#### Método factorial para la predicción de la vida útil

El enfoque parte de una vida útil de referencia e introduce variables a través de coeficientes según ciertas condiciones. La ecuación es la siguiente (tomada de la norma ISO 15686-1)

$$ESLC = RSLC \cdot A \cdot B \cdot C \cdot D \cdot E \cdot F$$

*ESLC* Es la vida útil estimada. Se trata de la esperada afectada por los factores A a F

*RSLC* Es la vida útil de referencia. Representa el periodo de tiempo suficiente en condiciones de servicio especificado. Se puede derivar de modelos experimentales, pruebas aceleradas o en general de las normas del producto.

La ecuación factorial anterior presenta los factores que pueden afectar la vida útil de los materiales o componentes en circunstancias en las que no cumplen con los niveles establecidos en las recomendaciones del fabricante o en los códigos y normas. Estos factores están representados de la siguiente manera:

- A* Factor de calidad del material
- B* Factor de nivel de diseño
- C* Factor de nivel de ejecución del trabajo
- D* Factor de condiciones ambientales
- E* Factor de las condiciones de uso
- F* Factor de condiciones de mantenimiento.

Los valores adecuados deben ser seleccionados por el diseñador basándose en las condiciones particulares del proyecto, experiencia, materiales, detalles estructurales, mano de obra, medio ambiente y régimen de mantenimiento. En consecuencia, el enfoque debe ser aplicado por los diseñadores con la experiencia adecuada.

En general los factores se deben dejar en 1 si el diseñador no tiene información de que el diseño o las condiciones de ejecución son contrarios a los estándares propuestos por los códigos utilizados. La tabla 3.4 proporciona información adicional para el resto de estos factores en estructuras de hormigón armado.

Cuando el *ESLC* caiga por debajo de la vida útil de diseño, se debe de seleccionar sistemas de protección de la estructura con cierto criterio que puede ser:

- El diseño
- La mejora de los materiales básicos o protecciones adicionales
- Control de calidad durante la ejecución
- Mantenimiento programado

También se puede pensar en combinaciones de estas opciones.

Las medidas a considerar se pueden establecer de 3 tipos.

- 1- Resistencia del material base (relación a/c, recubrimiento, tipo de cemento...)
- 2- Medidas para aumentar el umbral de la corrosión (inhibidores de la corriente, acero inoxidable...)
- 3- Aumentar la resistencia a la penetración a base de capas superficiales (revestimientos, etc...)

Cuando se cambian las medidas para mejorar la vida útil, es mejor hacer combinación de los diferentes tipos en vez de usar medidas del mismo tipo. El efecto global de la serie de factores se determina mediante la adopción de su producto.

$$F_m = F_{m1} \cdot F_{m2} \cdot \dots \cdot F_{mn}$$

<b>Factor</b>	<b>Definición de ISO 15686-1</b>	<b>Aplicación al hormigón armado</b>
<b>A</b> Calidad del material	Factor que representa el componente en el sitio. Es una medida de la calidad del componente	Se valora el tipo de hormigón así como su forma de colocación y curado, también si se adoptan medidas adicionales. Su rango es de 0.8 a 1.1
<b>B</b> Niveles de diseño	Factor que relaciona el tipo de protección frente a los agentes agresivos del medio ambiente	Puede permitir al diseñador una mayor subdivisión de la exposición. Su rango es de 0.8 a 1.1
<b>C</b> Niveles de ejecución	Representa el nivel de ejecución y el control adecuado. La evaluación debe hacerse teniendo en cuenta factores como: mano de obra, almacenamiento, protección ante el manipulado, nº de operaciones por actividad, recubrimientos, etc...	En general se evalúa como 1 si se cumplen las recomendaciones BRE Service life design. Es un factor que puede ser tan bajo como se desee pero si se evalúa inferior a 0.8 se deben de tomar medidas al respecto
<b>D</b> Ambiente en condiciones de interior	Mide la agresión en ambientes de interior. Lugares sujetos a humedad como baños y cocinas. De nuevo se mide la desviación de las condiciones iniciales	Valores menores de 1 deberían ser considerados en lugares donde exista una especial preocupación por la agresión o no sean fácilmente caracterizables. Se ha de elegir un factor D o E (el no elegido tomará valor 1). Sugiere valores en el rango de 0.8 a 1.20, suelen coincidir con los tipos de exposición XC y XA de la norma EN 206
<b>E</b> Ambiente en condiciones externas	Por ejemplo en la costa, pero se ha de valorar la agresión específica como el microclima, la dirección del viento, la succión, nivel respecto al mar, la niebla salina... También la combinación de agentes, por ejemplo, combinación de humedad y congelación	Factores menores a 1 serán considerados por condiciones especiales de agresividad. El rango está entre 0.8 y 1.20
<b>F</b> Condiciones de uso	Representa los efectos del servicio en la vida útil de la edificación que surge como consecuencia del uso. Se mide la desviación respecto de las condiciones supuestas o su deficiente caracterización	Se miden factores como el impacto o la abrasión, generalmente 1 excepto en deterioro mecánico. Valores sugeridos de 0.8 a 1
<b>G</b> Condiciones de mantenimiento	Este factor se refiere al posible nivel de mantenimiento. La limpieza también debe tenerse en cuenta	Se considera la probabilidad del mantenimiento. El factor se puede basar en la motivación por mantener, por ejemplo un propietario cuida más las instalaciones que un inquilino. Con carácter general se establece 1, a menos que el diseño requiera un mantenimiento. Con rangos entre 0. y 1

Tabla 3.4

Notas:

La norma BS ISO 15686-1 también permite que los factores de la A a G sean superiores a 1 en ciertos casos, si se considera que se tiene la información suficiente para esa responsabilidad, en este caso se debe basar en conocimientos técnicos y experimentales.

	resistencia básica					efectos superficiales						efectos de corrosión, umbral de edad			
	disminución a/c	incremento del contenido de cemento	escoria granulada de alto horno	ceniza de combustible pulverizado	humo de sílice	recubrimiento superficial	hidrófobos "ingresados"	recubrimiento anti-carbonatación	encofrado de permeabilidad controlada	encofrado perdido	capa de sacrificio	mezcla inhibidores de corrosión	acero inoxidable	acero galvanizado	protección catódica
Disminución de la proporción a/c	X	B	B	B	B	B	DV	B	DV	B	B	B	B	B	B
aumento de cemento		X	DV	DV	DV	B	DV	B	DV	B	B	B	DV	DV	B
escoria alto horno			X	RU	DV	B	DV	B	DV	B	B	B	B	B	DV
ceniza pulverizada				X	DV	B	DV	B	DV	B	B	B	B	B	DV
humo de sílice					X	B	DV	B	DV	B	B	B	B	B	DV
recubrimiento superficial						X	I	X	B	I	B	B	B	B	I
hidrófobos							X	I	DV	I	I	B	B	B	B
recubrimiento anti-carbonatación								X	DV	I	B	B	B	B	B
EPC									X	I	I	B	B	B	B
Encofrado perdido										X	I	B	B	B	B
capa de sacrificio											X	B	B	B	DV
inhibidores de la corrosión												X	RU	RU	RU
acero inoxidable													X	I	RU
acero galvanizado														X	RU
protección catódica															X

<b>B</b>	Beneficioso. Los factores pueden ser usados sin modificación
<b>DV</b>	El valor disminuye con incremento de nivel. Los factores no deben ser usados en combinación sin reducción del efecto total
<b>RU</b>	Raramente usado
<b>I</b>	Incompatible

Tabla 3.5

Clases de exposición de BS EN 8500-1										
	Corrosión inducida por carbonatación				Corrosión inducida por cloruros: exposición a sales de deshielo			Corrosión inducida por cloruros: exposición marina		
	X0	XC1	XC2	XC3/4	XD1	XD2	XD3	XS1	XS2	XS3
<b>Medidas correctoras</b>	No riesgo de corrosión	Seco o húmedo permanente	Húmedo, raramente seco	Moderadamente húmedo o cíclicamente húmedo y seco	Moderadamente húmedo	Húmedo, raramente seco	Cíclicamente húmedo y seco	Expuesto a la sal del aire pero no en contacto con agua de mar	Permanente sumergido	Zonas de salpicaduras de mareas y aspersión
Parche de reparación (convencional)			10	10	5	3	3	5	2	2
Electroquímica (extracción clorídrica)			-	-	5	5	5	5	-	5
Re-alkalinización			10	10	-	-	-	-	-	-
Reparación con ánodos de sacrificio			#	#	20	20	20	20	#	10
revestimientos elastoméricos en grietas			10	10	5	-	-	-	-	-
capas de sacrificio			20	20	-	-	-	-	-	-
inhibidores de corrosión				#	#	#	#	#		

#	Algunos posibles beneficios en la vida útil pero no hay pruebas evidentes de apoyo en la actualidad
	No aplicable
	Considerar estas medidas primero
	Estas medidas pueden ser alternativas en algunas circunstancias
	Esta medidas pueden ser consideradas en circunstancias especiales.

Tabla 3.6



# **CAPITULO-4º**

## **VIDA ÚTIL. LA DURABILIDAD COMO ESTADO LÍMITE, ASPECTOS NORMATIVOS**



#### 4.1.- Consideraciones y Definiciones sobre la Vida útil.

Se entiende por vida útil de la estructura el período de tiempo, a partir de la fecha en la que finaliza su ejecución, durante el que debe mantenerse el cumplimiento de las exigencias. Durante ese período requerirá una conservación normal que no implique operaciones de rehabilitación.

El término «vida útil» se debe de entender como expresión equivalente a «período de servicio».

La consecución de una determinada vida útil está relacionada con una estrategia de durabilidad eficaz y coherente con la duración de la misma. No obstante, hay también otros aspectos relativos a la definición de acciones y a la seguridad estructural que pueden estar condicionados por la vida útil nominal definida para la estructura.

EN 1990, EN 1999, definen la vida útil de proyecto- "Periodo de tiempo durante el cual se admite que una estructura o parte de ella, es usada para el fin pretendido, haciendo el mantenimiento previsto sin grandes reparaciones".

EN 206-1, tiene una definición semejante- "Periodo de tiempo durante el cual el desempeño del hormigón estructural se mantiene en un nivel compatible con los requisitos estructurales, con adecuado mantenimiento". Esta definición introduce nuevos conceptos de mantenimiento y requerimientos estructurales.

En este sentido, La EHE-08, en el artículo 5º, establece como requisitos:

a) **seguridad y funcionalidad estructural**, consistente en reducir a límites aceptables el riesgo de que la estructura tenga un comportamiento mecánico inadecuado frente a las acciones e influencias previsibles las que pueda estar sometido durante su construcción y uso previsto, considerando la totalidad de su vida útil

Es la Propiedad la que deberá fijar previamente al inicio de proyecto, la vida útil nominal de la estructura, que no deberá ser inferior a lo indicado en las correspondientes reglamentaciones específicas o, en su defecto, a los valores recogidos en la tabla 4.1. (EHE-08)

Tipo de estructura	Vida útil nominal
Estructuras de carácter temporal <sup>(2)</sup>	Entre 3 y 10 años
Elementos reemplazables que no forman parte de la estructura principal (por ejemplo, barandillas, apoyos de tuberías)	Entre 10 y 15 años
Edificios (o instalaciones) agrícolas o industriales y obras marítimas	Entre 15 y 50 años
Edificios de viviendas u oficinas y estructuras de ingeniería civil (excepto obras marítimas) de repercusión económica baja o media	50 años
Edificios de carácter monumental o de importancia especial	100 años

<sup>(1)</sup>Cuando una estructura esté constituida por diferentes partes, podrá adoptarse para tales partes diferentes valores de vida útil, siempre en función del tipo y características de la construcción de las mismas.

<sup>(2)</sup>En función del propósito de la estructura (exposición temporal, etc.) En ningún caso se considerarán como estructuras de carácter temporal aquellas estructuras de vida útil nominal superior a 10 años.

Tabla 4.1

En todo caso. La vida útil ( $T_d$ ) es un periodo de tiempo asumido para el cual una estructura, o una parte de ella, va a ser empleada para su propósito destinado, con el mantenimiento previsto, pero sin necesidad de reparaciones mayores.

Especificaciones más detalladas, de categorías estructurales y vidas útiles está disponible en los documentos ISO 13822 y ISO 2394. Por ejemplo la vida útil para estructuras temporales indicada es de 15 años, para edificios agrícolas de 50 años, para apartamentos y edificios de oficinas de 100 años, y para estructuras de ferrocarril, diques, túneles y otras obras de ingeniería bajo tierra, de 120 años.

En general, cualquier diseño de un proceso, requiere o exige la definición clara del final de la vida de servicio, sin embargo, como se puede observar en las definiciones anteriores, se determina un punto final en el tiempo pero no se llega a valores concretos y universales claros de las condiciones de deterioro de las propiedades del material. Los deterioros se suelen dividir en clases por ejemplo: según la apariencia, según la función, según la seguridad, etc.

En las estructuras ejecutadas la demanda de cumplimiento o requerimiento de ciertos valores materiales se conoce como vida residual.

Tanto para la vida útil de diseño como para la residual, se determinara la vida de servicio propuestas por las partes interesadas, es decir, propiedad, usuarios, sociedad, etc. también las condiciones y criterios de análisis, mantenimientos y gestión de la calidad y el mantenimiento. (Model Code 2010).

Desde el punto de vista de deterioro de una estructura de hormigón armado por efecto de la corrosión podemos considerar:

- La "Vida útil de proyecto" de una estructura corresponde al tiempo que va desde el inicio de su construcción hasta la despasivación de las armaduras dada en general por la llegada de los cloruros a las mismas con cierta concentración crítica.

- La "Vida útil de servicio o utilización" corresponde al tiempo que va desde el inicio de la construcción hasta que se alcanza un determinado estado de fisuración del hormigón y/o aparecen manchas en la superficie, o cuando ocurre el desprendimiento del hormigón del recubrimiento.

- La "Vida útil residual de servicio o utilización " corresponde al período de tiempo entre la fecha de una cierta inspección realizada a cualquier edad y la fecha límite de vida útil preestablecida, donde esta última fecha representa el término de las condiciones de servicio.

De este modo, el término de vida útil de proyecto se puede sustituir por el de durabilidad, aludiendo a una cantidad de años medible y cuantificable.

#### 4.2.- Verificación de la vida útil.

El límite inaceptable de deterioro varía en función del tipo de elemento estructural y de las repercusiones económicas y sociales que implican su deterioro. En unas ocasiones el límite inaceptable puede ser la despasivación del acero y en otras el desprendimiento del recubrimiento.

El modelo más difundido de predicción de la vida útil de las estructuras de hormigón armado es el debido a Tuutti,(1982), donde se establece un nivel máximo inaceptable de deterioro asociado a la aparición de grietas o desprendimientos. La vida útil de la estructura es la suma del período de iniciación " $t_i$ " y del período de propagación " $t_p$ " (figura 4.1). El período de iniciación es el tiempo transcurrido desde la ejecución de la estructura hasta que las sustancias agresivas medioambientales ( $CO_2$ ,  $Cl^-$ , etc.) alcancen la armadura, despasiven el acero y se desencadene la corrosión en estado activo. Se puede estimar en función de las características del medio agresivo y del espesor y calidad del recubrimiento de hormigón. El período de propagación se refiere al tiempo que transcurre desde la despasivación hasta que se alcanza un determinado nivel de deterioro y es necesaria una reparación.

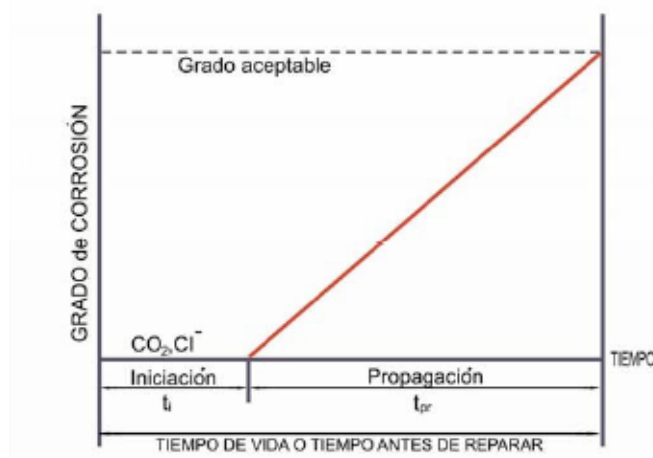


Figura 4.1 Representación esquemática del proceso de corrosión del acero en hormigón (Modelo de Tuutti).

La estimación o el establecimiento de los estados límite para estas etapas presentan mayores dificultades, en el caso de la etapa de iniciación, cierta concentración de cloruros produciría la despasivación de las armaduras dentro del hormigón y supondría el inicio de la etapa de propagación.

La velocidad de corrosión durante esta etapa de propagación, depende de la disponibilidad de agua y oxígeno en la interfase acero/hormigón, la capacidad de los iones  $Fe^{2+}$  y  $OH^-$  para migrar entre zonas catódicas y anódicas, la solubilidad de los productos de corrosión y las condiciones ambientales. Esta etapa es difícil de modelizar debido a los distintos tipos de productos de corrosión que se forman, su diferente distribución a lo largo de la armadura y dentro del recubrimiento, factores que determinan cuándo y dónde se fisurará y se producirá el desprendimiento del hormigón. Por esta razón, la mayoría de las predicciones de la vida útil de las estructuras se basan en determinar el tiempo requerido para iniciar la corrosión " $t_i$ ".

Un planteamiento de los posibles estados límite que se alcanzarían en la corrosión de la armadura, cabe estudiar los efectos de la corrosión de la armadura en el conjunto hormigón - acero. La figura 4.2 (D. Izquierdo), sugiere los efectos que la corrosión de las armaduras produce en el hormigón armado.

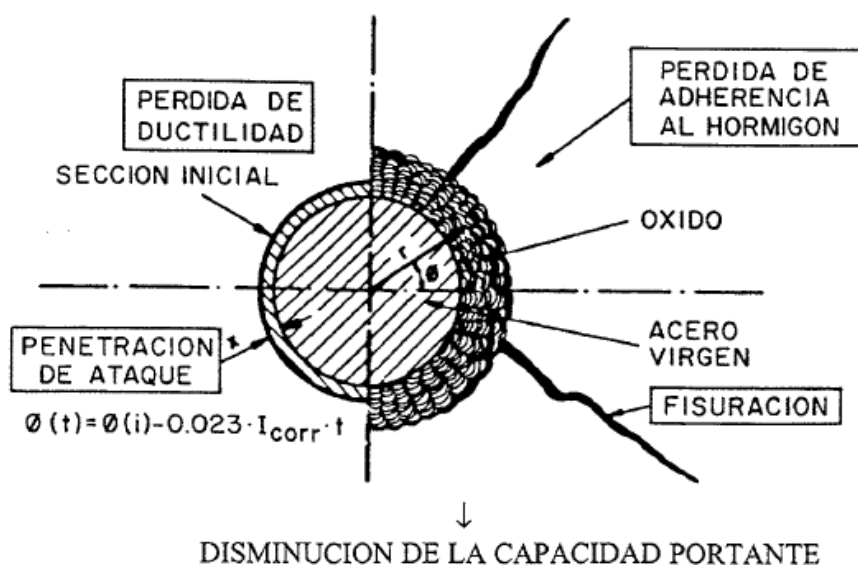


Figura 4.2 Efectos de la corrosión de la armadura

Este investigador (D. Izquierdo), sugiere establecer los siguientes estados límite, recogidos en la tabla 4.2 junto con el criterio para la verificación dentro de la vida útil de la estructura en consideración

Estado límite	Tipo	Verificación
Despasivación	Servicio	$C \geq V_{Cl,CO_2} \sqrt{t}$
Inicio fisuración	Servicio	$X(t) \leq X_{fis}$
Ancho de fisura visible	Servicio	$w(t) \leq w_{crit}$
Estallido del hormigón	Serv / ult	$X(t) \leq X_{Spalling}$
Pérdida de sección	Serv / ult	$A_s(t) \geq A_{s,crit}$
Pérdida de adherencia	Último	$X(t) \leq X_{adh}$
Pérdida capacidad portante	Último	$R(t) \geq S(t)$

Tabla 4.2 Posibles estados limite en la durabilidad de la armadura (D. Izquierdo)

Donde:

- C Es el recubrimiento dispuesto en la estructura.
- $V_{cl}$  Es la velocidad de avance del frente agresivo, característico del ambiente de exposición y del tipo de hormigón.
- $t$  Es la vida útil esperada de la estructura.
- $X_{(t)}$  Es la penetración de ataque de la armadura en el tiempo  $t$ .
- $X_{fis}$  Es la penetración de ataque de la armadura que causa el inicio de la fisuración en el recubrimiento.
- $X_{spalling}$  Es la penetración de ataque de la armadura que causa el estallido del recubrimiento del elemento de hormigón.
- $X_{adh}$  Es la penetración de ataque de la armadura que causa la pérdida de adherencia en el elemento.
- $w_{(t)}$  Es el ancho de fisura en el recubrimiento en el tiempo  $t$ .
- $w_{crit}$  Es un valor límite del ancho de fisura que se considera no deseable.
- $A_{S(t)}$  Es el área residual de la armadura en el tiempo  $t$ .
- $A_{s,crit}$  Es el área residual mínima que se puede considerar deseable en la armadura.
- $R_{(t)}$  Es la capacidad portante de la estructura en el tiempo
- $S_{(t)}$  Es el efecto de la acción sobre la estructura en el tiempo

Algunos estados límite considerados, pueden englobarse claramente dentro de los considerados como de *servicio*, es decir que no afectan a la capacidad portante y no ponen en riesgo la seguridad de las personas (despasivación, inicio de la fisuración, ancho de fisura), o de los estados límite último (pérdida de capacidad portante). Sin embargo otros posibles estados límite no tienen una clasificación precisa, como ocurre con la pérdida de sección o el estallido del recubrimiento. En el caso de la pérdida de sección, la pérdida de un 15% de la sección de acero supondría que el coeficiente parcial del acero quedaría eliminado y por lo tanto, ese ocurriría con el incremento de seguridad obtenido mediante el empleo de este coeficiente parcial desaparecido (el estado límite sería pues último).

Si permitiéramos pérdidas más leves (por ejemplo un 5%) el estado límite se podría considerar como de servicio ya que no afectaría a la seguridad de las personas (siempre y cuando se verificara con el área residual el estado límite de colapso correspondiente). Del mismo modo, el fenómeno del estallido del hormigón (*spalling*) puede considerarse un estado límite de servicio desde el punto de vista estético, si bien la posibilidad de desprendimiento de un trozo de hormigón sobre una persona pueda ser considerada como un estado límite con riesgo para la vida de éstas y por lo tanto ser clasificada como de E.L.U

Mientras los estados límite último tienen una verificación *objetiva*, es decir, que el valor de la resistencia no puede ser menor que el del efecto de la acción, los estados límite de servicio tienen unos valores límites parcialmente subjetivos, como puede ser el ancho máximo de fisura o la pérdida admisible de sección. Este efecto se detecta también en las verificaciones de los estados límite de servicio propuestos por la normativa (básicamente ancho de fisura y deformaciones). Los valores máximos de ambos efectos son valores *a priori*, consensuados entre los expertos pero que en muchos casos no tienen una razón explícita detrás de ellos.

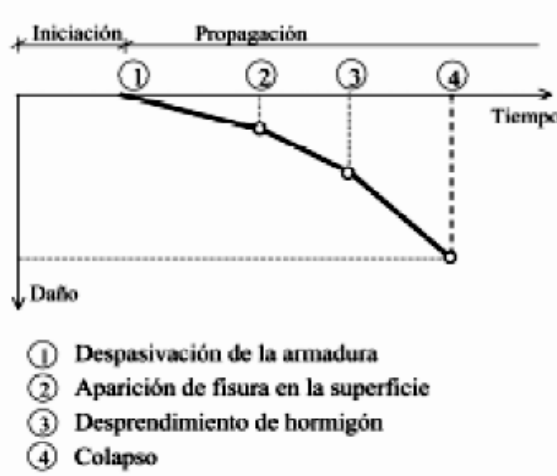


Figura 4.3

A la vista de estos análisis parecería que el estado límite del desprendimiento del hormigón por productos de corrosión representaría un estado límite con muchas ventajas. Sin embargo, la necesidad de un modelo para predecir el momento del desprendimiento del hormigón por productos de corrosión, hasta el momento, ningún investigador ha logrado desarrollar. La no existencia de un modelo adecuado para la predicción del tal desprendimiento del hormigón ha sido sustituida en algunos casos por la limitación de un ancho de fisura considerablemente elevado (DuraCrete) en el que se consideraba que con ancho de fisura superior a 1,0 mm se alcanzaba este fenómeno. Sin embargo esta solución no parece coherente, dado que se podría emplear directamente la fisuración como un estado límite.

Así, el estado límite de fisuración resulta, a falta de datos para el empleo del E.L. de desprendimiento, una aproximación considerablemente acertada para la incorporación de la teoría de los estados límite a la durabilidad. Se podría proponer el empleo del ancho de fisura por productos de corrosión como el criterio para la consideración del estado límite de durabilidad, si bien y dado que se trata de un estado límite de servicio se podría, según qué casos, solicitar el diseño de una estructura con criterios más o menos conservadores (por ejemplo la consideración del estado límite de despasivación o el inicio de la fisuración, etc.) en estas condiciones los requerimientos de fiabilidad, lógicamente, serían diferentes según su encuadre en su estado límite.



Desde otro punto de vista, cabe plantear el problema fijado como criterio la reducción de un porcentaje de sección de las armaduras, que se traduciría en una pérdida de la capacidad portante, la vida residual aumentaría al crecer el diámetro de las barras, pues, para una penetración de la corrosión determinada, el porcentaje de reducción de la sección será tanto menor cuanto más gruesa sea la armadura.

La experiencia demuestra que la enorme variabilidad de los factores que influyen en los progresos de los daños debidos a la corrosión de las armaduras, hacen imposible una predicción real del nivel de deterioro y de su evolución.

Respecto de los elementos estructurales, en el caso de pilares, además de la pérdida de sección del acero habría que tener en cuenta otros factores que podrían ser más críticos como la pérdida de sección del hormigón al desprenderse el recubrimiento, la pérdida de rigidez del elemento (más significativa cuanto más esbelta sea la pieza) y la posibilidad de pandeo de la armadura principal que podría darse con fuertes cuantías al quedar las barras sin recubrimiento y, además, corroerse los cercos. En vigas, a partir de un cierto nivel de corrosión el fallo pasa a ser de modo frágil con una reducción en la posibilidad de asumir carga y deformación.

La historia de cargas sobre una estructura y el nivel de cargas alcanzado tienen una influencia significativa sobre el inicio de la corrosión y su desarrollo. En una investigación (citada por E. Moreno), sobre vigas que han sido regadas con disoluciones con cloruros y sometidas a una corriente anódica, se concluye que la corrosión se inicia antes en vigas previamente cargadas que en vigas sin carga. Cuando se mantiene la carga, el nivel de corrosión es superior al que se produce en vigas en las que se elimina la carga. Cuando se incrementa el nivel de corrosión, el modo de fallo cambió desde un fallo debido a cortante, a un fallo por adherencia. Los resultados podrían sugerir la necesidad de incluir la historia de cargas de una estructura en los modelos para predicción de la vida útil de estructuras de hormigón con armaduras corroídas.

Como complemento a la propuesta de Tuutti (1982), Van der Toorn (1994) presenta algunos esquemas de modelos para predecir la vida útil en las estructuras de hormigón armada para distintos procesos de degradación, se presentan en la siguiente figura 4.4.

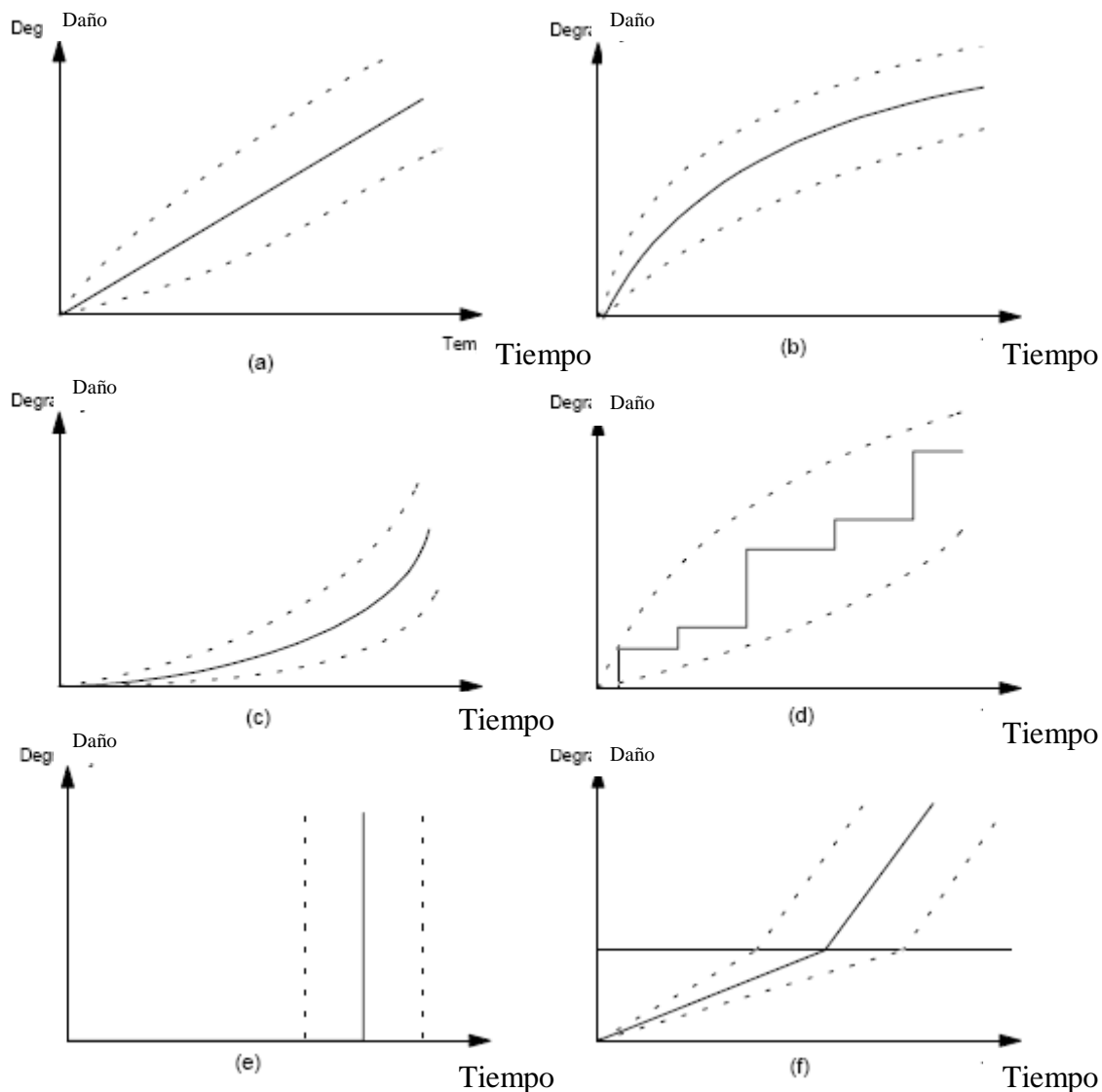


Figura 4.4.- Formas posibles de degradación de las estructuras (VAN DER TOORN,1994)

El caso más simple es un proceso lineal en el tiempo (a), con incertidumbres crecientes. En algunos casos, el proceso corrosivo, después de años, puede presentar esta configuración. Para procesos de penetración de cloruros, relacionados con la raíz cuadrada del tiempo o con la función error de Gauss la solución (b), se ha mostrado eficaz. Para procesos que tiendan a acelerar exponencial en el tiempo (c), caso de fatiga. Para procesos provocados por cargas accidentales que aunque tengan carácter continuo se pueden representar por etapas se puede caracterizar (d), representando el efecto de carga extrema. Un caso particular es aquel donde una carga excesivamente alta puede llevar al colapso súbito (e). Finalmente el último modelo (f), es el clásico que más se utiliza en estos temas de penetración de cloruros y carbonatación, donde se establecen las etapas estudiadas anteriormente.

Aunque el modelo de las etapas de degradación esta profusamente extendido por los investigadores, Helene (1997), propone descripciones de modelos de durabilidad con distintas bases:

- Con base a experiencias anteriores.

Tal tipo de verificación fue una primera tentativa para asegurar que las estructuras construidas presentaban un nivel mínimo de desempeño durante su periodo de utilización.

En este tipo de análisis se rescatan todo tipo de datos de proyecto y obra para que sirvan de referencia en la construcción de obras nuevas.

- Con base a ensayos acelerados.

A través de datos de experimentaciones realizadas en laboratorios, se puede, teóricamente obtener informaciones relevantes respecto al desempeño de los materiales sometidos a condiciones de utilización. A pesar de todo, existe una dificultad de simular en laboratorio todas las variables que influyen en un determinado proceso de degradación en el tiempo. Concomitantemente, el ajuste de las intensidades de los agentes necesarios para provocar la aceleración del daño puede distorsionar los resultados obtenidos. A pesar de esto, en la actualidad se están desarrollando procedimientos técnicos-científicos con resultados que posiblemente, puedan ser empleados, de forma efectiva, en los proyectos y construcciones de las nuevas estructuras.

- A través de métodos deterministas.

El principio básico para el desarrollo de tales métodos es el estudio del transporte de gases, iones y masa a través de la red porosa del hormigón, son las ecuaciones de Darcy, Arrhenius, Laplace y de las Leyes de Fick. Tales modelos son en la actualidad objeto de estudio sistemático por gran parte de investigadores en todo el mundo, verificándose que una gran parte de estos modelos consideran algunas variables como constantes, a efectos de conseguir algunas simplificaciones. En cualquier caso, estos procedimientos llevan a un determinado nivel de incertidumbre que perjudica la representación de los resultados obtenidos.

- A través de modelos probabilísticos.

Se observa que en muchos problemas de ingeniería que tienen que ver con fenómenos naturales, son claramente variables aleatorias, y no pueden ser consideradas constantes en el tiempo. De esta forma, muchas decisiones de planeamiento de proyecto, son tomadas sin valorar la incertidumbre que presentan (ANG y TANG, 1984).

Los efectos de esas incertidumbres son importantes, se hace necesaria una adecuada cuantificación de la aleatoriedad, bien verificando sus efectos dentro del proceso como un todo. También, con la aplicación de las teorías y métodos de probabilidad, pues son herramientas muy útiles para la resolución de problemas de esta naturaleza (ANG y TANG). En el caso específico de la previsión o predicción de la vida útil de las estructuras, los investigadores están empleando las teorías de la fiabilidad, propuestas para su utilización sistemática en ingeniería estructural (ANG y TANG, 1984; MELCHERS, 1987; DER KIUREGHIAN, 1996), para predecir con un mayor margen de seguridad, como se

comportara una determinada estructura, considerando tanto las características de los materiales empleados para su construcción, como las acciones y los factores ambientales.

Muchos estudios están siendo realizados con el fin de modelar adecuadamente la vida útil de las estructuras, teniendo en cuenta tales extremos. En este trabajo serán analizados los relacionados con los modelos de penetración de cloruros con objeto de intentar sintetizar las investigaciones existentes o las que considero más significativas y verificar la posibilidad de uniformizar y contribuir a un mejor entendimiento de los mecanismos que influyen en esta línea de investigación.

#### **4.3. -Diseño estructural y la Durabilidad.**

Según hemos visto, no parece fácil definir un concepto único de durabilidad para una estructura, por lo que se está utilizando con mayor acierto el concepto de vida útil de proyecto "Service life desing", aludiendo a la cantidad de años que ha de presentar respuesta con satisfacción. Esta clarificación la introduce en 1979 Fagerlund para otros procesos similares.

En principio, recogiendo la metodología clásica de estos temas, Steen Rostam (2006), plantea, actualmente, dos diferentes estrategias a la hora de proyectar la vida útil requerida.

A: Evitar la degradación debida a la agresión del medio ambiente por medio de:

A1: Modificar el micro-entorno, por ejemplo, mediante sellado, membranas, revestimientos, medidas estructurales, etc.

A2: Elegir materiales no reactivos o inertes, por ejemplo, armaduras de aluminio resistentes a la corrosión, armaduras no metálicas, áridos no reactivos, cementos resistentes a los sulfatos o cementos de bajo contenido en álcalis.

A.3: Inhibir las reacciones, por ejemplo, mediante protección catódica o inhibidores de la corrosión. En esta categoría se englobarían también las medidas dirigidas a evitar la acción de las heladas por aire ocluido.

La mayoría de las medidas que se acaban de señalar no proporciona una protección total. El efecto, la duración y la fiabilidad de las medidas dependen de diversos factores. Por ejemplo, la eficacia de un revestimiento depende de su grosor y de su permeabilidad relativa respecto de la permeabilidad del hormigón.

La estrategia B permite diferentes tipos de intervención. Por ejemplo, la protección frente a la corrosión podría conseguirse mediante la elección de mezclas apropiadas para recubrimiento y hormigón, siendo ésta la medida habitualmente adoptada por el proyectista.

La modelización de los mecanismos de deterioro es, en principio, aplicable tanto a la estrategia de cálculo A como la B. Sin embargo, en la actualidad se sabe poco acerca de la eficacia a largo plazo de las diversas medidas protectoras. La cuestión del modelizado y la cuantificación de los efectos de estas medidas protectoras representan hoy en día el mayor reto para los investigadores, pero requieren un cambio en los planteamientos de investigación actuales que permita incorporar la experiencia práctica en una medida mucho mayor de lo que se ha hecho hasta ahora.

#### **4.3.1. -Buenas practicas respecto la Durabilidad.**

Son reglas de buena práctica las especificaciones de requisitos según parámetros tales como el tipo y la cantidad de cemento, la relación máxima agua/cemento, el contenido de aire, el recubrimiento de hormigón, el tipo de curado, el control de la fisuración prematura, la limitación de la anchura de las fisuras, etc. La elección de los valores depende de las hipótesis de partida sobre la agresividad del entorno.

Los medios de garantizar la durabilidad y la vida útil que se emplean en la actualidad en las instrucciones nacionales tienen como referencia el Código Modelo CEB-FIB 2010 (MC 2010), y los Eurocódigos, se basan, en gran medida, en reglas de buena práctica.

#### **4.3.2. - Estrategia "Service life desing" (SLD): Protección por fases múltiples**

La estrategia B de proyecto para una vida útil (SLD) supone elegir adecuadamente el número y tipo de medidas coadyuvantes para garantizar la vida útil requerida. Esto se denomina estrategia de protección por fases o barreras múltiples y se puede modelizar con los siguientes pasos:

1. Identificar el tipo y la agresividad del entorno en el que se va a ubicar la estructura. (Ambiente agresivo)
2. Prever las penetraciones y la acumulación de la sustancia agresiva.
3. Determinar qué mecanismo de transporte rige (permeabilidad, difusión, absorción capilar, etc.) y qué parámetros controlan los mecanismos.
4. Seleccionar barreras que contribuyan a frenar o impedir el proceso de transporte y la acumulación de las acciones agresivas.

Esta estrategia, que se denomina planteamiento de proyecto para una vida útil de primera generación, fue aplicada por primera vez en el enlace Storebaelt en Dinamarca Rostam (2006). Posteriormente, el proyecto fue evaluado utilizando el método de la vida útil de proyecto basado en la fiabilidad (el planteamiento de proyecto para la vida útil de segunda generación). Un reciente estudio actualizado de la vida útil residual basado en ensayos in situ indica que podría esperarse para el enlace Storebaelt una vida útil de 150 años.

#### 4.3.3.- Estrategia "Service life desing" (SLD): Metodología basada en la Fiabilidad.

Como ya se ha dicho con anterioridad, las teorías de probabilidad y fiabilidad en el campo del cálculo estructural han experimentado una notable evolución a lo largo de los últimos años. Estas teorías han pasado del ámbito de la investigación y el desarrollo a la aplicación directa en los proyectos de ingeniería. Desde hace muchas décadas dicha metodología ha sido internacionalmente reconocida y utilizada como base del cálculo de la seguridad estructural a través del conocido método de los coeficientes parciales de seguridad. Sin embargo, los factores que rigen la durabilidad y el comportamiento de las estructuras a lo largo de su vida útil no se han desarrollado de una manera similar hasta muy recientemente. Este desarrollo se ha logrado, entre otros, gracias a un proyecto europeo, en el marco del programa Brite-EuRam, denominado «DuraCrete»

Esto ha permitido que el tratamiento de los mecanismos de transporte y deterioro sea modelizados en el ámbito probabilístico e introducido en el cálculo general de estructuras. De esta forma, el cálculo de la seguridad y de la durabilidad pueden realizarse empleando procedimientos científicos similares. Este hecho ha permitido a la propiedad y a los promotores darse cuenta de que ahora pueden (o deben) adoptar decisiones sobre el comportamiento aceptable a largo plazo y sobre las consecuencias futuras en cuanto a costes de mantenimiento y costes totales a lo largo de la vida útil.

Esta nueva metodología de proyecto para la durabilidad se basa en la teoría de la fiabilidad tradicionalmente aplicada en el cálculo estructural. El propósito de un análisis de fiabilidad consiste en determinar la probabilidad de un determinado hecho, por ejemplo, del hecho que marque el final de la vida útil de la estructura. Este final nominal (o de proyecto) de la vida útil puede no suponer necesariamente el verdadero final de la vida útil de la estructura. La despasivación constituye un ejemplo de lo que se acaba de afirmar y esta etapa suele considerarse como el final formal de la vida prevista en el proyecto de una nueva estructura, un estado límite de servicio. Esta metodología se desarrolla teniendo en cuenta:

- La geometría de la estructura
- Los materiales empleados en su construcción
- El entorno en el que se ubica la estructura
- La calidad de la ejecución de los trabajos de hormigón
- Los principales mecanismos de deterioro, con hincapié en la corrosión de la armadura
- La inspección prevista de la estructura

La figura 4.5, muestra en principio el comportamiento de una estructura de hormigón respecto de la corrosión de la armadura y hechos relacionados. Para identificar la vida útil, pueden emplearse los siguientes acontecimientos:

1. La despasivación de la armadura.
2. El agrietamiento del recubrimiento de hormigón.
3. El desconchado del recubrimiento de hormigón.
4. El Colapso.

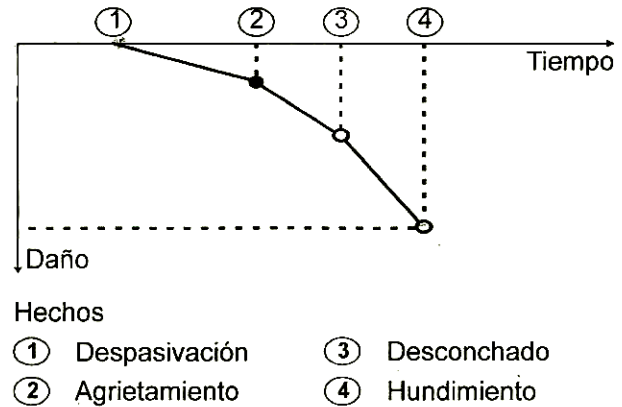


Figura 4.5. Estados límite de la Vida útil

En general, los puntos 1 y 2 representan acontecimientos relacionados con la utilidad de la estructura; el punto 3 está relacionado tanto con la utilidad como con los estados límites últimos, y el punto 4 representa el colapso de la estructura.

Una vez identificado el acontecimiento relevante desde la perspectiva del proyectista, el segundo paso en el proyecto para la durabilidad es analizar las acciones del entorno e identificar los mecanismos de degradación pertinentes.

El estado límite contemplado se describe según una función de estado límite  $g(x,t)$  en la que  $x$  denota el vector de las variables básicas y  $t$ , el tiempo. La función del estado límite se define de forma que sólo es negativa en el caso de que se produzca el hecho contemplado.

La función del estado límite puede, por ejemplo, formularse como  $g(x,t) = R(t) - S(t)$ , donde  $R(t)$  y  $S(t)$  denotan respectivamente una resistencia variable con el tiempo (resistencia a la entrada de sustancias agresivas y resistencia al deterioro) y una variable de carga (agresividad cuantificada del entorno). En la figura 4.6, se recoge una representación esquemática del problema (Rostan 2006).

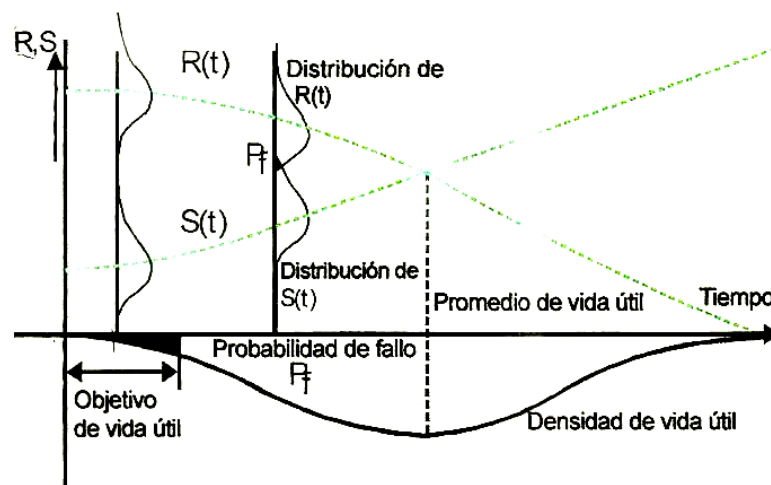


Figura 4.6. Probabilidad de inicio de la corrosión y objetivo de vida útil

El problema puede resolverse por los métodos de fiabilidad descritos en el capítulo 6º de este trabajo.

Las ventajas del enfoque probabilístico cuando se proyecta para la durabilidad se manifiestan en el siguiente ejemplo presentado para una estructura en ambiente marino IIIa-500, estudiado en esta tesis. En este caso, con el objetivo de simplificar, la vida útil se define como la duración del período de iniciación, esto es, el período de tiempo hasta que se produce la despasivación de la armadura como consecuencia de la penetración de cloruros, según lo representado también en el punto 1 de la Figura 4.5.

En la figura 4.7, se indican relaciones de espesores del recubrimiento, probabilidades de fallo y vida útil, sobre la base de análisis tradicional determinista y probabilista.

### Ambiente IIIa-CEM I-Cc=350 kg/m<sup>3</sup>- a/c=0.4-t=50 años

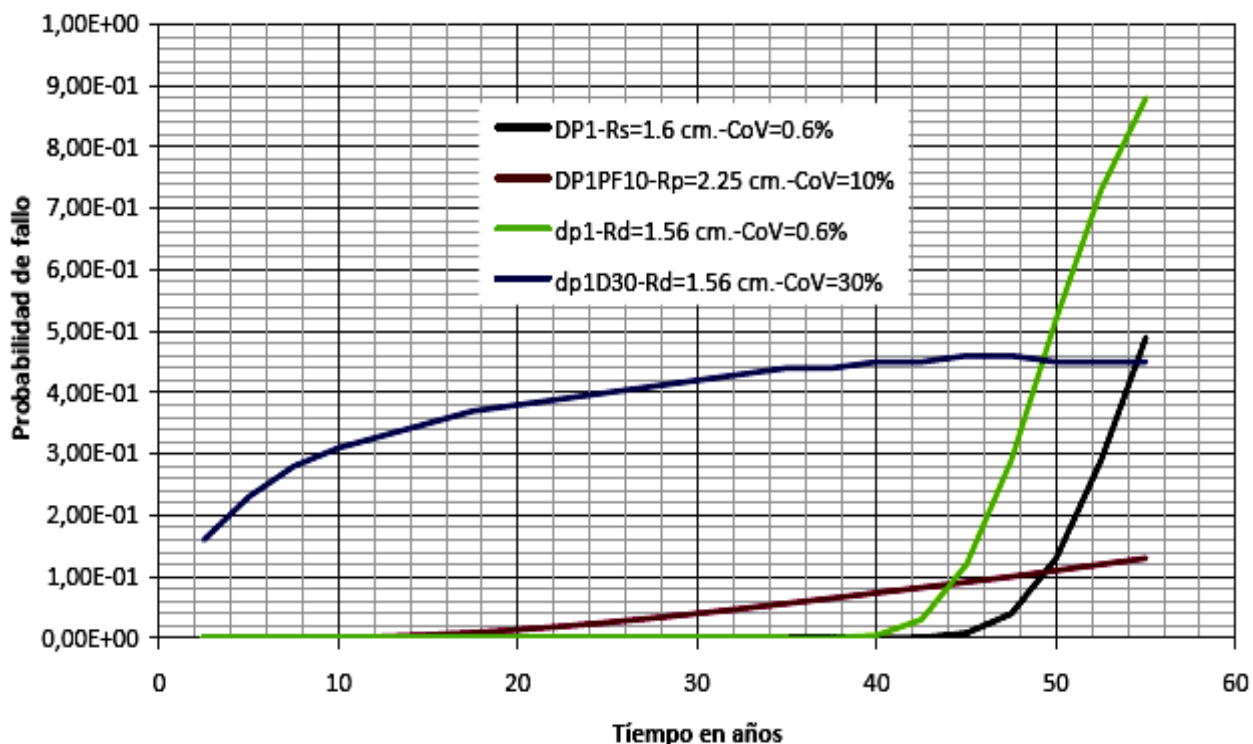


Figura 4.7. Relación de recubrimientos de hormigón probabilista, semiprobabilista y determinista para garantizar una vida útil de 50 años, con la probabilidad de fallo y el coeficiente de variación de las variables.

En la figura 4.7, se representa un resumen de los análisis efectuados en el anejo 5, donde se observa que para un recubrimiento semiprobabilista (Rs=1,6 cm.), para obtener una probabilidad de fallo del orden del 10% a 50 años, el CoV de las variables básicas debe ser del orden de 0,6%. (Valor claramente insuficiente).

Para el valor determinista (Rd=1,56 cm.), se puede observar como la probabilidad de fallo se sitúa en el 50% , para misma variabilidad y en este caso, casi no tiene incidencia la variabilidad, con un CoV de 30% prácticamente, la probabilidad de fallo sigue siendo el 50% (incluso algo menos, debido a la alta incertidumbre).



Para mantener una probabilidad de fallo del 10% y un CoV del 10%, el recubrimiento estimado probabilista sería de  $R_p = 2,25$  cm. Por lo que  $R_p / R_d = 1,44$ .

De forma análoga se ha analizado, dentro de cada ambiente y para cada tipo de cemento, estas razones, presentando el siguiente resultado:

Ambiente IIIa-500.	CEM I,	Coef.= 1,44
Ambiente IIIa-500.	CEM II/A-V,	Coef.= 1,53
Ambiente IIIa-500.	CEM III,	Coef.= 1,50
Ambiente IIIc	CEM I,	Coef.= 1,30
Ambiente IIIc	CEM II/A-V,	Coef.= 1,33
Ambiente IIIc	CEM III,	Coef.= 1,30

En el enfoque probabilístico, los valores medios y sus desviaciones típicas, conocidas o supuestas, se usan junto con las funciones de distribución correspondientes. Este enfoque no sólo hace posible relacionar el recubrimiento con la probabilidad de corrosión, sino también cuantificar las consecuencias de unos riesgos de corrosión elegidos de manera diferente. Tales consecuencias no sólo se refieren a la calidad del hormigón y al recubrimiento sino también a las consecuencias económicas tanto a corto como a largo plazo, lo cual es incluso más importante. Por tanto, un planteamiento de este tipo, de proyecto para la vida útil, basado en la fiabilidad, está estrechamente relacionado con una evaluación de los costes de vida útil derivados del proyecto y la función de una estructura.

#### 4.3.4.- Actualización de la Fiabilidad.

Una consecuencia muy útil de la adopción del método probabilístico de proyecto para la vida útil en la práctica es que las incertidumbres previsibles se tienen en cuenta en la fase inicial del proyecto, cuando las condiciones del hormigón y de la construcción y mantenimiento se desconocen (cito Rostam 2006). Una vez que estos valores importantes, inicialmente supuestos, se conocen o pueden determinarse mediante ensayos, ya se dispone de las herramientas para actualizar las expectativas de vida útil y, a su debido tiempo, para adoptar las precauciones necesarias.

De este modo, la vida útil y las consecuencias económicas de las decisiones que se tomen (ahorro o costes adicionales) pueden actualizarse fácilmente cuando se realizan inspecciones y se dispone de información complementaria.

Por consiguiente, una vez que se han conseguido las verdaderas cualidades del hormigón en las obras, es decir, después de la ejecución y endurecimiento, puede efectuarse la determinación in situ de parámetros esenciales relativos a la durabilidad. Cuando se vaya a entregar la estructura al cliente, pueden obtenerse estos datos básicos y volverse a realizar un cálculo de la vida útil esperada, todo lo cual se presentará en forma de vida útil residual de la estructura. Posteriormente, este cálculo revisado de la vida útil puede irse comprobando durante las inspecciones periódicas en las que se obtengan nuevos datos. Esto

permitirá actualizar la previsión de vida útil a intervalos periódicos y puede proporcionar también una fiabilidad cada vez mayor del cálculo de la vida útil residual.

Estas nuevas posibilidades pueden hacer que mejoren en gran medida el comportamiento de las estructuras y que se consigan ahorros muy importantes en los costes de mantenimiento y reparación futuros de las estructuras de hormigón.

No obstante, las medidas destinadas a mejorar la durabilidad que se acaban de describir se centran principalmente en la protección frente a la corrosión que deriva de un cuidado esmerado del hormigón y del recubrimiento.

Algunas de las medidas alternativas disponibles que se explicaran más adelante, deberían recibir mayor atención. Asimismo, debería incluirse el nivel de fiabilidad de las medidas como elemento clave de la toma de decisiones cuando se proyecta para la vida útil.

#### 4.4.-Fiabilidad y probabilidad de fallo respecto la Vida útil.

M. Holicky et al. de la Universidad T. Checa de Praga indica que las probabilidades de fallo  $p_f$  están usualmente relación con las consecuencias sociales y económicas esperadas. La tabla 4.4.1 muestra una clasificación de los niveles de fiabilidad deseados que se indican en EN 1990. Los índices de fiabilidad  $\beta$  vienen dados sólo para dos periodos de referencia  $T$  (1 año y 50 años), sin ningún vínculo explícito con la vida útil  $T_d$ .

Debe subrayarse que el par de valores  $\beta$  ( $\beta_a$  y  $\beta_d$ ) especificados en la tabla 4.3 corresponde a un mismo nivel de fiabilidad. La aplicación práctica de estos valores depende del periodo de tiempo  $T_a$  considerado en la verificación, el cual debe conectarse con información disponible referente al vector de variables básicas variable en el tiempo  $\mathbf{X} = X_1, X_2, \dots, X_n$ . Por ejemplo, si se considera una fiabilidad de clase 2 normal y 50 años como periodo de vida útil, entonces el índice de fiabilidad  $\beta_d = 3,8$  debe emplearse en la verificación de la fiabilidad estructural. El mismo nivel de fiabilidad correspondiente a la misma clase 2 se conseguiría utilizando un periodo de tiempo  $T_a = 1$  año y  $\beta_a = 4,7$ . Por lo tanto, varios periodos de referencia  $T_a$ , en general diferentes de la vida útil  $T_d$ , se pueden emplear para conseguir obtener un determinado nivel de fiabilidad.

Nivel de fiabilidad	Consecuencias de pérdida de vidas humanas, económicas, sociales y medio-ambientales	Índice de fiabilidad $\beta$		Ejemplos de edificios y obras de ingeniería civil
		$\beta_a$ para $T_a= 1$ año	$\beta_d$ para $T_d= 50$ años	
3- Alta	Alta	5,2	4,3	Puentes, edificios públicos
2- Normal	Media	4,7	3,8	Edificios residenciales y de oficinas
1- Baja	Baja	4,2	3,3	Edificios agrícolas, invernaderos

Tabla 4.3. Clasificación de la fiabilidad conforme a CEN

En la norma ISO 2394 se indican valores similares  $\beta_d$  para la vida útil de  $T_d$  (denominada en ISO "life time") sin especificación de ningún valor particular para  $T_d$ .

Costes asociados a las medidas de seguridad	Consecuencias del fallo			
	escasas	leves	moderadas	graves
Altos	0	1,5	2,3	3,1
Moderados	1,3	2,3	3,1	3,8
Bajos	2,3	3,1	3,8	4,3

Tabla 4.4.- Índice deseado de fiabilidad  $\beta_d$  para la vida útil  $T_d = 50$  años. indicada en ISO 2394

Costes asociados a las medidas de seguridad	Consecuencias del fallo			
	escasas	leves	moderadas	graves
Altos	2,3	3,0	3,5	4,1
Moderados	2,9	3,5	4,1	4,7
Bajos	3,5	4,1	4,7	5,1

Tabla 4.5.- Índice deseado de fiabilidad  $\beta_d$  para la vida útil  $T_d = 1$  años. EN 1990

Parece que los documentos disponibles no proporcionan una guía explícita sobre cómo considerar la vida útil  $T_d$ . Los documentos internacionales CEN e ISO indican el valor deseable  $\beta_d$  para periodos de referencia específicos  $T_i$ , pero no presentan, sin embargo, ninguna regla explícita para el ajuste del valor deseable  $\beta_d$  a diferentes vidas útiles  $T_d$  recomendadas para varios tipos de obras de construcción.

No obstante, en el documento ISO 13822 puede encontrarse alguna indicación para la evaluación de las estructuras existentes, recomendándose que los niveles de fiabilidad para cualquier vida útil residual puedan ser similares a los estimados para la vida útil  $T_d$  en el caso de una nueva estructura. Consecuentemente, pueden considerarse niveles de fiabilidad similares (expresados en términos de probabilidad  $p_f$  o en índices de fiabilidad  $\beta_d$ ) en el cálculo de estructuras para diferentes vidas útiles  $T_d$ , por ejemplo  $T_d = 50$  y  $T_d = 25$  años.

#### 4.4.1.- Variación en el tiempo de la probabilidad de fallo

Siguiendo con la referencia de M. Holicky et al. de la Universidad T. Checa de Praga. Cuando el vector de variables básicas  $\mathbf{X} = X_1, X_2, \dots, X_m$  es variable con el tiempo, entonces la probabilidad de fallo  $p$  también es función del tiempo y está vinculada a un determinado periodo de referencia  $T$ , el cual generalmente puede ser diferente de la vida útil  $T_d$ . Considerando una estructura con un nivel dado de fiabilidad, la probabilidad de fallo  $p_d = p_n$  relativa a un periodo de referencia  $T_n = n T_1$  puede deducirse a partir de una probabilidad alternativa  $p_a = p_1$  correspondiente a  $T_a = T_1$  (para simplificar la notación obsérvese que el primer subíndice "d" se refiere a "n" mientras el subíndice "a" se refiere a "1"), usando una relación aproximada se puede escribir:

$$P_n = 1 - (1 - P_1)^n$$

Para muy pequeñas probabilidades, esta relación puede simplificarse a  $p_n = p_1 T_n / T_1$ . Los periodos de tiempo  $T_1$  y  $T_n$  pueden tener una extensión arbitraria y  $n = T_n / T_1$  puede no ser un número entero;  $T_1$  es, sin embargo, a menudo de un año. La probabilidad  $p_n$  se incrementa (casi linealmente) con  $T_n$ .

Se deduce de la ecuación anterior que los índices de fiabilidad  $\beta_1 = \beta_a$  y  $\beta_n = \beta_d$ , obtenidos como  $p_1 = \Phi(-\beta_1)$  y  $p_n = \Phi(-\beta_n)$ , están relacionados según:

$$\Phi(\beta_n) = [\Phi(\beta_1)]^n$$

Aquí  $\Phi(.)$  es la función de distribución de una distribución normal típica. La figura 4.8 muestra la variación de  $\beta_n$  con  $\beta_1$  para  $n = 5, 25, 50$  y  $100$ . Obsérvese que, si el periodo de referencia  $T_1$  es un año, entonces  $n$  indica el número de años del periodo de referencia  $T_n$  ( $n = T_n$ ).

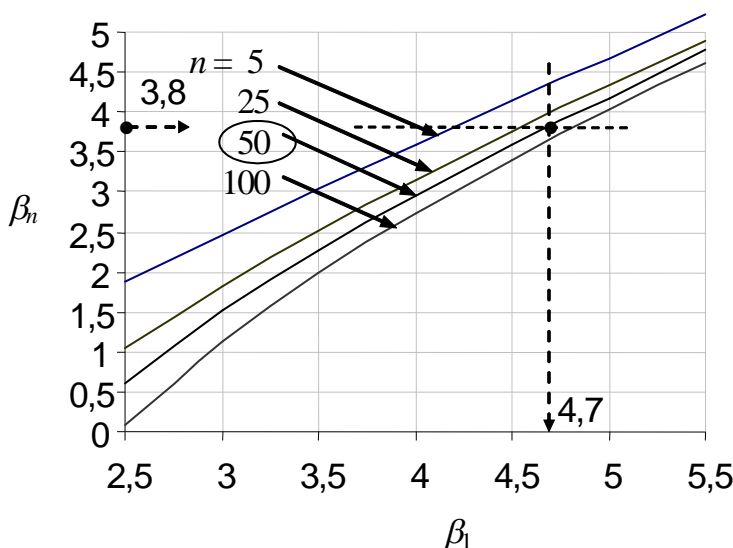


Fig. 4.8.- Variación de  $\beta_n$  con  $\beta_1$  para  $n = 5, 25, 50$  y  $100$

La figura 4.8 confirma los datos indicados en la Tabla 4.4. Por ejemplo, si el nivel de fiabilidad en una estructura está especificado mediante  $\beta_{50} = 3,8$  para la vida útil  $T_d = T_n = 50$  años, entonces puede ser verificado tomando un periodo de referencia  $T_a = T_1 = 1$  año y  $\beta_a = \beta_1 = 4,7$ . Cuando, sin embargo, el mismo índice de fiabilidad 3,8 está especificado para una estructura con una vida útil tan sólo de  $T_n = 25$  años, por lo tanto  $\beta_{25} = 3,8$ , entonces la fiabilidad de esta estructura puede ser verificada utilizando un periodo de referencia alternativo  $T_1 = 1$  año y un índice de fiabilidad  $\beta_1 = 4,5$ , de igual modo que cuando  $\beta_5 = 3,8$  entonces  $\beta_1 = 4,2$  (ver figura 4.8).

Obsérvese que, si el periodo de un año puede emplearse para la especificación del nivel de fiabilidad de una estructura, entonces la figura 4.8 proporciona información sobre la probabilidad de fallo correspondiente a una vida útil  $T_n$ . Por ejemplo, si el nivel de fiabilidad deseable está especificado por el índice de fiabilidad  $\beta_1 = 4,7$  (correspondiente a la probabilidad  $p_1 = 1,3 \times 10^{-6}$ ), entonces (como ya se ha mencionado), el nivel de fiabilidad de una estructura con una vida útil  $T_n = 50$  años se caracteriza por  $\beta_{50} = 3,8$ . De igual modo, cuando se usa un periodo  $T_n = 5$  años entonces  $\beta_5 = 4,3$ , o cuando  $T_n = 100$  años entonces  $\beta_{100} = 3,6$ .

Por lo tanto, el nivel de fiabilidad de una estructura puede especificarse utilizando diferentes periodos de tiempo  $T$ , lo cual puede no coincidir necesariamente con la vida útil  $T_d$ . Esto puede interesar cuando se disponga de datos experimentales de variables básicas dependientes del tiempo para un determinado periodo de referencia  $T$  (por ejemplo de 1 a 5 años), diferente de la vida útil  $T_d$ . En tal caso, sin embargo, todas las variables básicas (incluyendo éstas últimas independientes del tiempo) deben estimarse a partir de los apropiados valores de cálculo relacionados al mismo periodo de referencia  $T$ .

#### 4.5.-Criterios de fiabilidad y probabilidad de fallo.

En General los criterios y niveles de fiabilidad están regulados por los distintos códigos nacionales, en nuestro caso el Documento Básico-Seguridad Estructural (DB-SE), en el anejo C, también la propia EHE-08 y los códigos internacionales como, el Model-Code 2010, el Eurocódigo 2 y el boletín 34 del FIB (2006), quizás tenga la información más relevante sobre estos aspectos en particular. Probablemente todos estos documentos tengan como base el documento: "PROBABILISTIC MODEL CODE Part 1 - BASIS OF DESIGN" del Joint Committee on Structural Safety (JCSS) por el profesor Michael Faber (<http://www.jcss.ethz.ch/>, 2001.). Estos documentos son los usados en este apartado.

En todos estos documentos los niveles de fiabilidad o probabilidad de fallo se referencian a los distintos estados límite.

Se supone que el criterio de fallo de una estructura o de un elemento estructural, como ya se ha explicado en otro capítulo de esta tesis, se rige según una función  $g(X)$  de las variables básicas  $X$ , de manera que:

Para el estado deseado  $g(x) > 0$

Para el estado límite  $g(x) = 0$

Para el estado no deseado  $g(x) < 0$

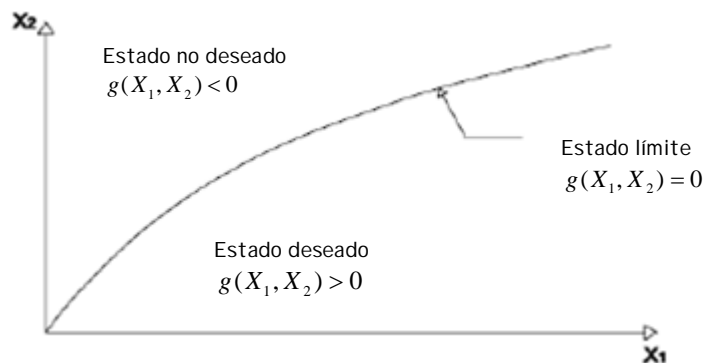


Figura 4.9.- Representación de la función  $g(X)$  para el caso con dos variables básicas  $X_1$  y  $X_2$ ;  $X=(X_1, X_2)$

En estos procesos de deterioro, las variables básicas dependen del tiempo esto implica que la probabilidad de fallo está asociada a un periodo de referencia elegido,  $t$  y no se producirán, en general, los máximos y mínimos de las variables en el mismo tiempo.

#### 4.5.1.-Estados Límite Últimos (ELU).

El fallo de una estructura o de un elemento estructural se asocia con su transición de un estado deseado a un estado no deseado.

Para la mayoría de los estados límite último, la probabilidad de fallo se puede representar a través de la relación

$$P_f = P[g(X) < 0]$$

La probabilidad de que no exista fallo de una estructura o de un elemento estructural (fiabilidad) es el complemento de la probabilidad de fallo:

$$P_s = 1 - P_f$$

Si se analiza la fiabilidad de un elemento estructural con respecto a un determinado mecanismo de fallo y una determinada combinación de acciones o influencias, la función  $g(X)$  se puede describir, normalmente, a través de una expresión única derivada del comportamiento mecánico. En estos casos, el análisis se puede considerar como un análisis de un elemento.

En los casos en los que se contemple más de un mecanismo de fallo para un elemento estructural, o si se estudian simultáneamente varios elementos estructurales, la función  $g(X)$  puede considerarse como una función compuesta por varias funciones  $g_1(X)$ ,  $g_2(X)$ ...

Un análisis que tenga en cuenta simultáneamente varias condiciones  $g_i(X) < 0$  se denomina análisis de un sistema.

En una aplicación directa de los métodos probabilistas explícitos se debe demostrar que en el periodo de referencia,  $t_0$ , la probabilidad de fallo de la estructura o del elemento estructural,  $P_f$ , no supera la probabilidad de fallo admisible,  $P_{f,0}$

$$P_f \leq P_{f,0}$$

#### 4.5.2.-Estados Límite de Servicio (ELS).

Para algunos estados límite de servicio, la transición de un estado deseado a un estado no deseado corresponde a un límite que puede estar acotado al estar asociado con una realidad concreta.

Para otros estados límite de servicio, sin embargo, esta transición se produce en condiciones poco acotadas y difusas, estas son las condiciones que concurren con los procesos de corrosión de las armaduras en el hormigón.

En estos casos, la transición está relacionada con una disminución más o menos rápida del grado de la aptitud al servicio.

En términos generales, se puede definir un grado de la aptitud al servicio,  $\mu$ , en función de un parámetro relacionado con el comportamiento en servicio. Por ejemplo  $\mu$ (corrosión del acero en el hormigón).

$$0 \leq \mu(\lambda) \leq 1$$

Para el parámetro  $\lambda$  se pueden establecer dos límites.

a)  $\lambda_1$ : la obra se puede usar sin restricciones (Se podría corresponder con la etapa de iniciación)

b)  $\lambda_2$ : la obra no se puede usar. (Se podría corresponder con la etapa de propagación)

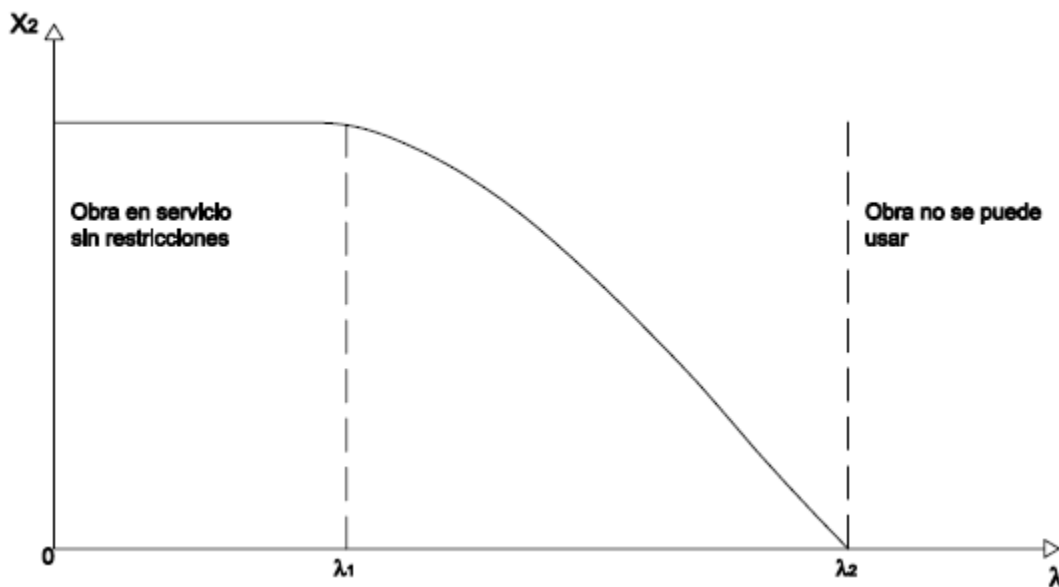


Figura 4.10.- Grado de la aptitud al servicio,  $\mu$ , en función del parámetro de servicio,  $\lambda$

En algunos casos, a efectos de una optimización económica, el grado de la aptitud al servicio se puede expresar en términos económicos.

#### 4.5.3.- Niveles de Fiabilidad y las Normativas.

La fiabilidad estructural está relacionada, en primer lugar, con la posibilidad de que se produzcan daños personales (muertos, heridos) como consecuencia de un colapso.

Se puede determinar un valor máximo aceptable para la probabilidad de fallo a partir de una comparación con los riesgos mortales asociados con otras actividades de la vida diaria (por ejemplo viajar en coche). A estos efectos, se debe distinguir entre los riesgos mortales desde el punto de vista de las personas como individuos (riesgo mortal individual) y desde el punto de vista de la sociedad (riesgo colectivo para las personas).

Desde el punto de vista económico, el nivel de fiabilidad requerido se puede determinar estableciendo un equilibrio entre las consecuencias de un fallo estructural de un edificio y el coste de las medidas de protección y de seguridad.

El objetivo de una optimización económica consiste en minimizar el coste total acumulado durante el periodo de servicio previsto.

<b>Pf</b>	0.5	0.2	10 <sup>-1</sup>	10 <sup>-2</sup>	10 <sup>-3</sup>	10 <sup>-4</sup>	10 <sup>-5</sup>	10 <sup>-6</sup>
<b>β</b>	0	0.84	1.3	2.3	3.1	3.7	4.2	4.7

La tabla 4.6. Contiene valores numéricos para la relación entre el índice de fiabilidad, β, y la probabilidad de fallo, P<sub>f</sub>.

Los valores numéricos relativos a la fiabilidad de una estructura se expresan según hemos visto anteriormente, en términos del índice de fiabilidad, β, relacionado con la probabilidad de fallo, P<sub>f</sub>, a través de:

$$\beta = -\Phi^{-1}(P_f)$$

La tabla 4.7 representa valores calibrados para el índice de fiabilidad requerido, referidos a todo el periodo de servicio de la estructura, en función de las consecuencias de un fallo estructural y del coste relativo de un incremento de la fiabilidad (DB-SE)

Coste relativo para incrementar la fiabilidad	Consecuencias de un fallo estructural			
	Despreciables	Pequeñas	Moderadas	Grandes
<b>Elevado</b>	0	1.5	2.3	3.1
<b>Moderado</b>	1.3	2.3	3.1	3.8
<b>Bajo</b>	2.3	3.1	3.8	4.3

Tabla 4.7.- Valores nominales, referidos a todo el periodo de servicio, para el índice de fiabilidad requerido

Los valores recomendados por DB-SE, para el índice de fiabilidad requerido, referidos a todo el periodo de servicio de la estructura, son:

- a) para estados límite de servicio
  - reversibles. β = 0
  - irreversibles. β = 1,5
- b) para fatiga. β = 2,3 a 3,1 (en función de las posibilidades de inspección)
- c) para estados límite últimos β = 3,1; 3,8; 4,3

Las siguientes figuras representan gráficamente las relaciones ajustadas a los supuestos del estado límite de despasivación de las armaduras, según los planteamientos anteriores y que serán utilizadas en esta tesis.



Suponen; la figura 4.11 la relación entre índice de fiabilidad y probabilidad de fallo la figura 4.12 la relación entre fiabilidad a 1 y 50 ó 100 años y figura 4.13 relación entre probabilidad de fallo entre las edades anteriores.

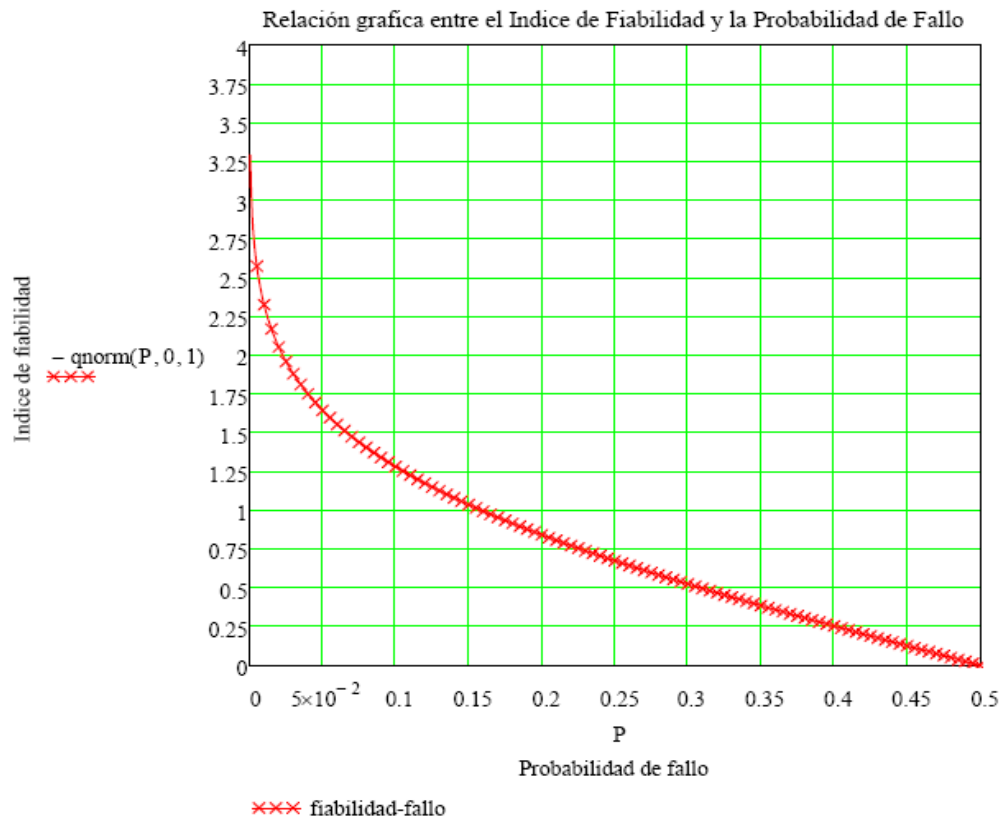


Figura 4.11 Relación entre el índice de fiabilidad y la probabilidad de fallo

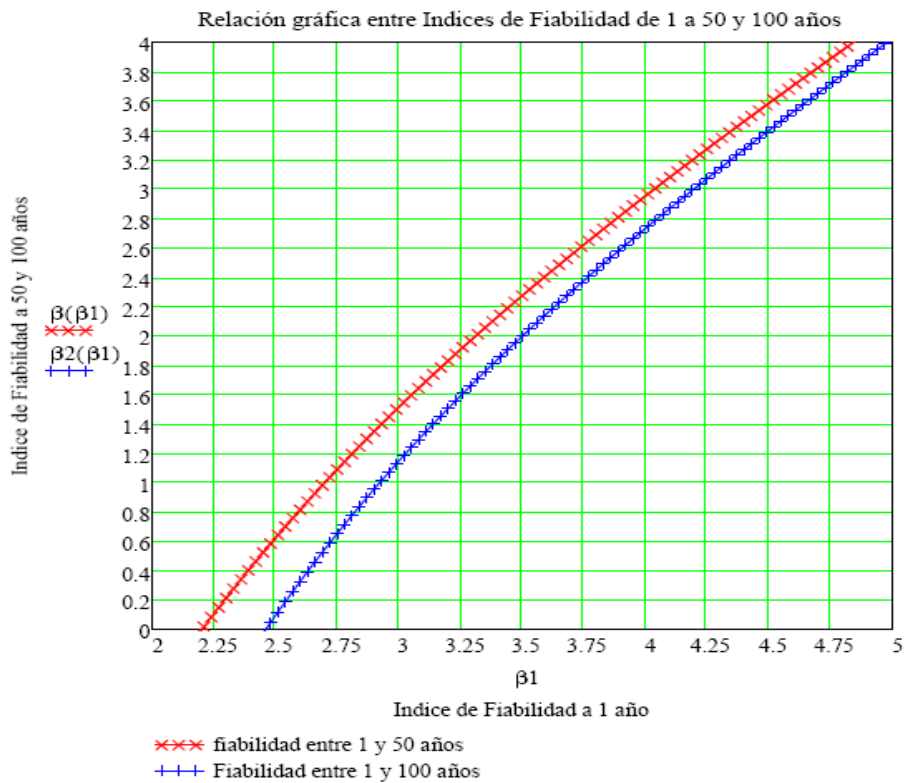


Figura 4.12 Relación entre índices de fiabilidad de 1 a 50 y 100 años

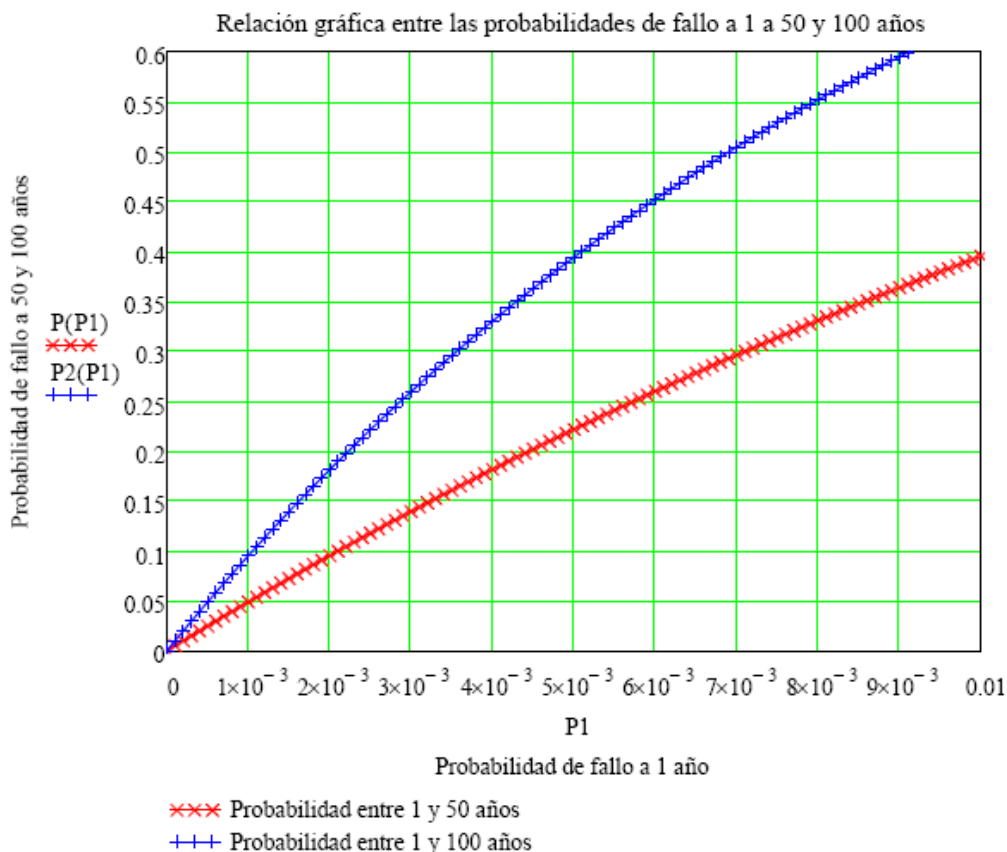


Figura. 4.13 Relación entre probabilidades de fallo de 1 a 50 y 100 años

**P. Schiessl (2005)** de la Universidad Técnica de Munich, es un referente valioso y estudia la durabilidad de un túnel (Western-Scheldt) en los Países Bajos, de 11 m. de diámetro y 6,5 km. de longitud, utilizando estas técnicas probabilistas. Propone, mencionando a Rostam, el nivel de fiabilidad a utilizar, para los estados límite propuestos los de la siguiente tabla.

Estado límite	Sucesos	Índice de fiabilidad $\beta_0$
<b>SLS</b>	Comienzo de la corrosión	1.8-1.8 (EC 1, NEN 6700, respectivamente)
<b>SLS</b>	La corrosión induce desprendimientos y el correspondiente fallo en estanqueidad	2.0-3.0 Propuestos
<b>ULS</b>	Colapso de la estructura	3.6-3.8 (NEN 6700, EC 1, respectivamente)

Tabla 4.8.- Propuesta de fiabilidad para (Western-Scheldt) por P. Schiessl

Se fundamenta la propuesta en los documentos Eurocódigo 1 y NEN 6700.

En general a la hora de proponer un determinado índice de fiabilidad y por tanto un valor de probabilidad de fallo se pueden establecer varias referencias de las que algunas ya han sido comentadas.

#### 4.5.3.1. - El Código Modelo (CM-2010).

El Código Modelo de estructuras de hormigón es un documento que tiene como objetivo servir de base para las futuras normas nacionales, formulando propuestas de nuevas ideas y comportamientos óptimos de acuerdo a nuevos conocimientos.

El CM-2010, respecto a su versión anterior, presenta innovaciones significativas en estas cuestiones en las que la introducción del "tiempo" es un parámetro de diseño. En este sentido, por ejemplo, no solo la resistencia intrínseca se debe satisfacer en la ejecución, sino se debe proyectar para la consecución de la vida útil.

Un aspecto importante es el basado en la verificación de los estados límite mediante metodología probabilística explícita, y en concreto respecto al desempeño de ciertos estados que tienen que ver con la durabilidad.

Un capítulo importante en el ámbito de la vida útil lo constituye la conservación. Este capítulo se ocupa de las estrategias de conservación, gestión, estudio de las condiciones y evaluación de las condiciones, toma de decisiones, intervenciones y tratamiento futuro de la información.

Para terminar esta presentación del CM-2010, indicar que para completar la idea de ciclo de diseño de vida útil, le dedica un capítulo al desmantelamiento, retiro y reciclado de los materiales constitutivos estructurales, intentando integrar este aspecto en una mejor definición de la vida útil de la estructura.

Define la fiabilidad como la capacidad de una estructura o elemento estructural para llevar a cabo su función de manera satisfactoria, durante su vida prevista y en determinadas condiciones.

La fiabilidad se expresa, habitualmente, en términos probabilistas por la probabilidad de fallo durante un periodo de referencia determinado.

La elección del nivel de fiabilidad valorara las posibles consecuencias, en términos de lesiones o vidas humanas, molestas sociales, gastos y esfuerzos necesarios para reducir el riesgo y en este sentido, nos alerta sobre las grandes diferencias que deben de existir en los niveles de fiabilidad entre estructuras de nuevo diseño y estructuras ejecutadas.

Destaca la gestión de la fiabilidad apoyándola en la constitución de bases de datos adecuados para diferentes tipos estructurales, su desempeño en el tiempo, teniendo en cuenta los diversos procesos de degradación.

Recomienda los siguientes índices de fiabilidad para los periodos de referencia y estados límite.

Estado Límite	Índice de fiabilidad(b)	Periodo de Referencia
<b>Utilización</b>		
Reversibles	0,0	Toda la vida de servicio
Irreversibles	1,5	50 años
Irreversibles	3,0	1 año
<b>Últimos</b>		
Consecuencias de fallo bajas	3,1	50 años
	4,1	1 año
Consecuencias de fallo moderadas	3,8	50 años
	4,7	1 año
Consecuencias de fallo altas	4,3	50 años
	5,1	1 año

Tabla 4.9.- Índices de fiabilidad

Estos valores de fiabilidad están indicados para nuevas estructuras aunque podrían ser aplicados en estructuras ejecutadas siempre valorando los riesgos y costos en su caso.

En principio, el nivel de fiabilidad para estructuras existentes podría elegirse menor que para estructuras nuevas, referenciándose para mayor detalle las normas ISO 13822 e ISO 2394.

Sugiere para estructuras existentes los siguientes valores:

Estado Límite	Índice de fiabilidad(b)	Periodo de Referencia
<b>Utilización</b>	1,5	Toda la vida de servicio
<b>Últimos</b>	Rango 3,1 - 3,8	50 años
	Rango 3,4 - 4,1	15 años
	Rango 4,1 - 4,7	1 año

Tabla 4.10.- Índices de fiabilidad estructuras ejecutadas.

El CM-2010, establece estos valores para condiciones estructurales con suficiente ductilidad para evitar el fallo sin advertencias claras, por lo que se ha de adoptar las medidas necesarias para que no se produzca un fallo frágil.

Dependiendo de las condiciones particulares de cada estado límite y tipo de fallo, así como con posibilidades de inspección, mantenimiento, posibilidad de reparación en caso de considerarlo, se puede revisar los valores de los índices de fiabilidad a la alza o a la baja.

#### 4.5.3.2.- Eurocódigo -Bases de cálculo de estructura. (EN-1990-2003)

##### Gestión de la fiabilidad.

La fiabilidad que requieren las estructuras dentro del campo de aplicación de la Norma EN 1990 debe conseguirse:

- a) Mediante cálculo según las Normas EN 1990, hasta la EN 1999.
- b) Mediante:
  - una ejecución apropiada; y
  - medidas de gestión de la calidad.

Se puede adoptar diferentes niveles de fiabilidad.

- Para la resistencia estructural;
- Para la aptitud al servicio.

La elección de los niveles de fiabilidad para una estructura en concreto debería tener en cuenta los factores apropiados, incluyendo:

- La posible causa y/o modo de alcanzar un estado límite;
- Las posibles consecuencias del fallo en términos de riesgo para la vida, lesiones, pérdidas económicas potenciales;
- La aversión pública al fallo;
- El coste y procedimientos necesarios para reducir el riesgo de fallo.

Los niveles de fiabilidad a aplicar a una estructura concreta pueden especificarse de una o ambas maneras siguientes:

- Mediante la clasificación de la estructura como un todo;
- Mediante la clasificación de sus componentes.

Los niveles de fiabilidad relacionados con la seguridad y aptitud al servicio estructurales pueden obtenerse mediante la combinación adecuada de:

- a) medidas preventivas y de protección (por ejemplo, puesta en práctica de barreras de seguridad, medidas activas y de protección contra el fuego, protección contra los riesgos de corrosión tales como la pintura y la protección catódica);
- b) medidas relacionadas con el cálculo de proyecto:
  - valores representativos de las acciones;
  - la adopción de coeficientes de seguridad;
- c) medidas relacionadas con el control de calidad;
- d) medidas encaminadas a reducir los errores en el proyecto y la ejecución de la estructura y errores humanos graves;
- e) otras medidas relacionadas con las otras siguientes materias de cálculo:
  - Los requisitos básicos;
  - El grado de robustez (integridad estructural);
  - La durabilidad, incluida la elección de la vida útil de cálculo;

- El alcance y calidad de los estudios preliminares de los suelos y las posibles influencias medioambientales;
  - La precisión de los modelos mecánicos empleados;
  - Los detalles constructivos.
- f) ejecución eficiente, por ejemplo, de acuerdo con las normas de ejecución a las que se hace referencia en las Normas EN 1990, hasta la EN 1999.
- g) inspección y mantenimiento adecuados de acuerdo con los procedimientos especificados en la documentación de proyecto.

Las medidas para prevenir las potenciales causas de fallo y/o reducir sus consecuencias, pueden, en las circunstancias adecuadas, intercambiarse hasta cierto punto, siempre y cuando se mantengan los niveles de fiabilidad adecuados.

La estructura debe calcularse de forma que el deterioro a lo largo de su vida útil de cálculo no impida las prestaciones de la estructura por debajo de lo previsto, teniendo en cuenta el ambiente en que se encuentra y el nivel de mantenimiento previsto.

Con el fin de obtener una estructura adecuadamente duradera, se debería tener en cuenta lo siguiente:

- El uso previsto y previsible de la estructura
- Los criterios de cálculo exigidos
- Las condiciones ambientales esperadas
- La composición, propiedades y prestaciones de los materiales y productos
- Las propiedades del suelo
- La elección del sistema estructural
- La forma de los elementos y los detalles constructivos de la estructura
- La calidad de la mano de obra y el nivel de control
- Las medidas de protección específicas
- El mantenimiento previsto durante la vida útil de cálculo

Las condiciones ambientales deben identificarse en la fase de proyecto de forma que su significado pueda ser evaluado en relación con la durabilidad y que se puedan hacer previsiones para la protección de los materiales utilizados en la estructura.

El grado de deterioro puede ser estimado en base a cálculos, a ensayos, a la experiencia de construcciones anteriores o a una combinación de los tres medios.

**Clases de consecuencias.**

A los efectos de la diferenciación de la fiabilidad, se pueden establecer clases de consecuencias (CC) mediante la consideración de las consecuencias de los fallos o funcionamiento defectuoso de las estructuras dadas en la tabla 4.11

Clases de consecuencias	Descripción	Ejemplos de edificios y obras de ingeniería civil
CC3	Consecuencia grave de pérdida de vidas humanas; o consecuencias económicas, sociales o medio ambientales muy importantes	Estadios, edificios en que las consecuencias de un fallo son graves (por ejemplo, una sala de conciertos)
CC2	Consecuencia moderada de pérdida de vidas humanas; o consecuencias económicas, sociales o medioambientales considerables	Edificios residenciales y de oficinas, edificios públicos donde las consecuencias de un fallo son moderadas (por ejemplo, un edificio de oficinas)
CC1	Consecuencia leve de pérdida de vidas humana y consecuencias económicas, sociales o medioambientales mínimas o despreciables	Edificios agrícolas en los que la gente no entra normalmente (por ejemplo, almacenes) invernaderos

Tabla 4.11.- Definición de las clases de consecuencias.

Las clases de fiabilidad (CR) pueden venir definidos mediante el concepto de los índices de fiabilidad.

Hay tres clases de fiabilidad CR1, CR2 y CR3 que pueden estar asociadas con las tres clases de consecuencias CC1, CC2 y CC3.

La tabla 4.12 da los valores mínimos recomendados para el índice de fiabilidad asociado con las clases de fiabilidad.

Clases de fiabilidad	Valores mínimos de b	
	Periodo de referencia de 1 año	Periodo de referencia de 50 años
RC3	5,2	4,3
RC2	4,7	3,8
RC1	4,2	3,3

Tabla 4.12.- Valores recomendables para ELU

El Eurocódigo diferencia también la fiabilidad respecto los niveles de supervisión o revisión del proyecto y los niveles de inspección de la estructura. Tablas 4.13 y 4.14

Niveles de supervisión del proyecto	Características	Requisitos mínimos recomendados para la revisión de los cálculos, dibujos y especificaciones
DSL3/(NSP3) Relacionado con RC3	Supervisión ampliada	Revisión por tercera parte: Comprobación realizada por una organización diferente a la que ha realizado el proyecto
DSL2/(NSP2) Relacionado con RC2	Supervisión normal	Revisión por persona distinta a aquellos inicialmente responsables y de conformidad con el procedimiento de la organización.
DSL1/(NSP1) Relacionado con RC1	Supervisión normal	Auto-control: Comprobación llevada a cabo por la misma persona que preparó el proyecto.

Tabla 4.13.- Niveles de supervisión del proyecto (DSL)

Niveles de inspección	Características	Requisitos
IL3/(NI 3) Relacionado con RC3	Inspección ampliada	Inspección por tercera parte
IL2/(NI 2) Relacionado con RC2	Inspección normal	Inspección de acuerdo con los procedimientos de la organización
IL1/(NI 1) Relacionado con RC1	Inspección normal	Auto-inspección

Tabla 4.14.- Niveles de inspección (IL/(NI))

#### 4.5.3.3. - UNE-EN 206-1 Febrero 2008.

En concreto, la preparación de esta norma ha dado lugar a la revisión de los siguientes aspectos que intervienen en la durabilidad:

- Ampliación del sistema de clasificación del hormigón, especialmente en lo relativo a las condiciones ambientales;
- Requisitos de durabilidad;
- Reconsideración de los requisitos de curado;

En la siguiente figura se relaciona la Norma Europea EN 206-1 y las normas de proyecto y ejecución, las normas de materiales constituyentes y los métodos de ensayo.



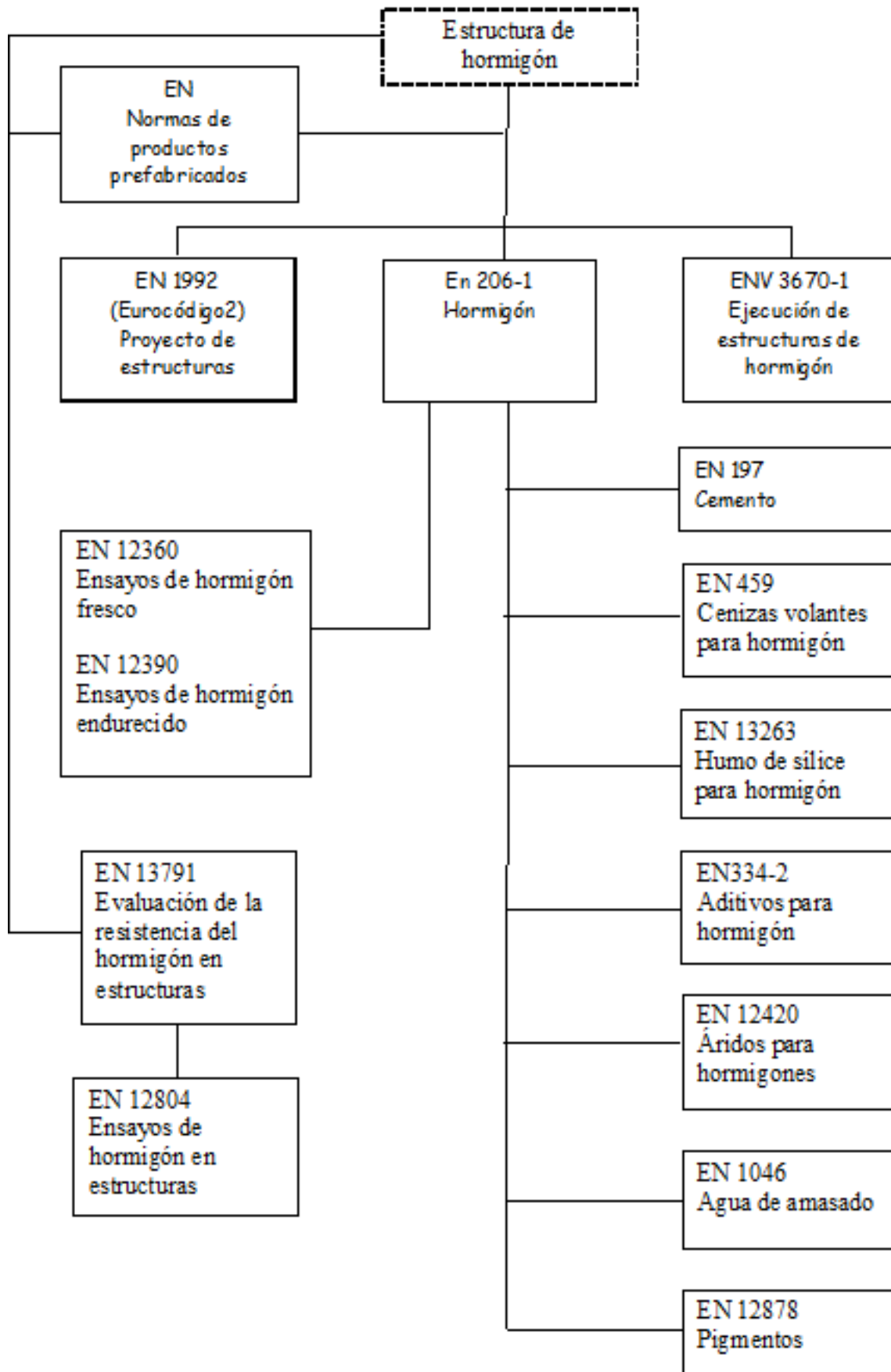


Figura 4.14

Esta norma europea se ha prestado una especial atención a criterios de comportamiento para las especificaciones relativas a la durabilidad. Por ello, se ha realizado una revisión de los métodos de proyecto basados en el comportamiento así como de los métodos de ensayo. Sin embargo, el Comité Técnico CEN/TC 104 ha llegado a la conclusión de que estos métodos no están lo suficientemente desarrollados como para ser descritos con detalle en esta norma, si bien reconoce que algunos Estados Miembro han alcanzado un nivel de confianza suficiente en ensayos y criterios locales. Por esta razón, esta norma permite la continuación y el desarrollo de estas prácticas válidas en el lugar de utilización del hormigón como una alternativa al planteamiento prescriptivo. El Comité Técnico CEN/TC 104 proseguirá el desarrollo de los métodos basados en el comportamiento para la evaluación de la durabilidad a nivel europeo.

### Clases de exposición según las acciones ambientales

En un elemento estructural, las diferentes caras o superficies del hormigón pueden estar sujetas a diferentes acciones ambientales.

<b>3. Corrosión inducida por cloruros de origen distinto al marino</b>		
Cuando un hormigón que contenga armaduras u otras piezas metálicas embebidas esté sometido al contacto con agua que contenga cloruros, incluyendo sales de deshielo, distintos a los de origen marino, los tipos de exposición se deben clasificar como sigue: NOTA: En relación a las condiciones de humedad véase también el apartado 2 de esta tabla.		
<b>XD1</b>	Moderadamente húmedo	Superficies de hormigón expuestas a cloruros transportados por vía aérea
<b>XD2</b>	Húmedo, rara vez seco	Piscinas Hormigones en contacto con aguas industriales que contengan cloruros
<b>XD3</b>	Ciclos de humedad y sequedad	Elementos de puentes expuestos a salpicaduras que contengan cloruros Pavimentos Losas de aparcamientos.

<b>4. Corrosión inducida por cloruros procedentes del agua de mar</b>		
Cuando un hormigón que contenga armaduras u otras piezas metálicas embebidas esté sometido al contacto con cloruros procedentes del agua de mar, o a la acción del aire que transporta sales marinas, los tipos de exposición se deben clasificar como sigue:		
<b>XS1</b>	Exposición al aire que transporta sales marinas, pero sin contacto directo con el agua de mar	Estructuras en la costa o en sus proximidades
<b>XS2</b>	Sumergido permanentemente	Elementos de estructuras marinas
<b>XS3</b>	Zonas sometidas a la marea, a la salpicadura y a la espuma de mar	Elementos de estructuras marinas

Esta norma ya indica en sus comentarios, que en España los tipos de exposición están recogidos en EHE-08 tablas 8.2.2 y 8.2.3.

### **Métodos de proyecto basados en criterios de comportamiento respecto a la durabilidad.**

El método considera de una forma cuantitativa cada uno de los mecanismos de deterioro, la vida de servicio del elemento o la estructura, y los criterios que definen el final de su vida de servicio.

Este procedimiento puede basarse en experiencias satisfactorias con prácticas locales y con ambientes locales, en datos obtenidos de ensayos de comportamiento para los mecanismos de deterioro correspondientes, o en el uso de modelos de predicción probados.

Los métodos de proyecto mediante criterios de comportamiento son más adecuados en el caso de la resistencia a la corrosión. Este enfoque puede ser apropiado cuando:

- **se precisa** una vida de servicio distinta a 50 años;
- la estructura tiene un carácter "especial" y necesita una menor probabilidad de fallo;
- las acciones ambientales son especialmente agresivas o están bien definidas;
- **se espera que la calidad de ejecución sea** alta;
- **se va a aplicar** una estrategia de explotación y mantenimiento, quizás con un calendario previsto de mejoras;
- se va a construir un número significativo de elementos o estructuras similares;
- se van a utilizar materiales constituyentes nuevos o diferentes;

La sensibilidad de la concepción del proyecto, el sistema estructural, la forma de los elementos y los detalles estructurales/arquitectónicos, son todos ellos parámetros significativos de proyecto para todos los métodos basados en criterios de durabilidad.

El comportamiento requerido frente a la durabilidad dependerá de la vida exigida, del posible uso futuro de la estructura, de las medidas particulares de protección, de la conservación prevista en servicio, y de las consecuencias de fallo en el ambiente local.

A la hora de establecer la fiabilidad de los métodos de proyecto basados en criterios de comportamiento es importante el grado de conocimiento que se tenga sobre el entorno y el micro-clima local.

**4.5.3.4.- JCSS-PROBABILISTIC MODEL CODE Parte 1 - Bases de diseño.**

En función del grado de análisis e información con el que realicemos el análisis probabilista, el valor de la probabilidad de fallo puede ser uno u otro. Por ello la comparación con un valor definido de la  $p_{fadm}$  es simplemente comparativa.

Las recomendaciones del JCSS (JCSS, 2001) basados en un análisis del  $\beta_{adm}$  considerándolo como un parámetro sujeto a la optimización tras un análisis coste-beneficio en el caso de los E.L.U. (riesgo de pérdida de vidas humanas), para las situaciones más habituales de diseño son los siguientes:

Coste relativo de las medidas de seguridad	Consecuencia del fallo pequeña $\rho < 2$	Consecuencia de fallo moderada $2 < \rho < 5$	Consecuencia de fallo grande $5 < \rho < 10$	E.L.S. Irreversible
<b>Grande (A)</b>	$\beta = 3.1(p_f = 10^{-3})$	$\beta = 3.3(p_f = 10^{-4})$	$\beta = 3.7(p_f = 10^{-4})$	$\beta = 1.3(p_f = 10^{-1})$
<b>Normal (B)</b>	$\beta = 3.7(p_f = 10^{-4})$	$\beta = 4.2(p_f = 10^{-5})$	$\beta = 4.4(p_f = 5 \cdot 10^{-6})$	$\beta = 1.7(p_f = 5 \cdot 10^{-2})$
<b>Pequeño (C)</b>	$\beta = 4.2(p_f = 10^{-5})$	$\beta = 4.4(p_f = 5 \cdot 10^{-6})$	$\beta = 4.7(p_f = 10^{-6})$	$\beta = 2.3(p_f = 10^{-2})$

Tabla 4.15.- Propuesta JCSS, para ELU, en un año

Donde  $\rho$  es el ratio que define el tipo de consecuencia, definido como la relación entre los costes totales (costes de construcción más costes directos del fallo) y los costes de la construcción. Para  $\rho < 2$  se considera que el riesgo de pérdida de vidas humanas y consecuencias económicas es bajo en caso de fallo (estructuras agrícolas, silos, etc.).

Para  $2 < \rho < 5$  se considera que el riesgo de pérdida de vidas humanas y consecuencias económicas es medio (edificios de oficinas, industriales y residenciales).

Para  $5 < \rho < 10$  se considera que el riesgo de pérdida de vidas humanas es alto y las consecuencias económicas son muy significantes (hospitales, teatros, puentes, edificios altos, etc.).

La consecuencia del fallo también depende del tipo de fallo (dúctil con reserva de resistencia, dúctil sin reserva y frágil), por lo que elementos estructurales que fallen sin aviso serán diseñados para un nivel de fiabilidad más restrictivo.

Respecto al coste relativo de las medidas de seguridad, en la clase Normal (B) se incluyen los casos en los que las variaciones medias de los valores de las cargas y resistencias están entre  $0.1 < V_{xi} < 0.3$  (siendo  $V$  el coeficiente de variación), una vida útil normal (T=50 años) y un ratio de envejecimiento normal (valor frente a los costes de construcción de alrededor del 3%).

Valores superiores o inferiores a la clase Normal (B) llevan a la inclusión en la clase (C) o (A) respectivamente. Para estructuras existentes el nivel suele ser bajo debido al alto coste que representa aumentar su fiabilidad frente a las estructuras en proceso de diseño.

Los estados límite de servicio (SLS), no se asocian con la pérdida de vidas humanas o la integridad física, para estas situaciones la demanda será más relacionada con la situación real concreta, rendimiento y uso. No establece, con carácter general, el JCSS reglas concretas que figuren en este documento.

Cuando se intenten establecer valores referenciales para los estados límite de servicio, es importante distinguir entre estados irreversibles y reversibles. Propone el documento, para obtener los valores utilizar los métodos de análisis de decisiones.

Plantea una propuesta para estados límites irreversibles a un año.

Coste relativo de la medida de seguridad	Objetivos (irreversible SLS)
Alto	$\beta = 1.3(p_F \approx 10^{-1})$
Normal	$\beta = 1.7(p_F \approx 5 \cdot 10^{-2})$
Bajo	$\beta = 2.3(p_F \approx 10^{-2})$

Tabla 4.16

Para reversibles no se dan valores generales, podría entenderse 0 es decir el 50% de probabilidad de fallo.

Para las estructuras existentes, el documento, propone un índice de fiabilidad menor que para las estructuras en diseño, pero no explicita valores.

#### 4.5.3.5.- Model Code for Service Life Design. fib- Boletín 34.

El objetivo de este documento es el diseño de las estructuras de hormigón armado y pretensado frente a las degradaciones medioambientales con un enfoque similar dado para el resto de las acciones. Esto significa la formulación de modelos cuantitativos, por un lado de las agresiones y por otro, de respuesta del material.

Adopta dos estrategias de las cuales la primera presenta tres niveles de complejidad o sofisticación.

Estrategia 1.

Nivel 1.- Enfoque probabilístico puro o completo

Nivel 2.- Modelo determinista con base probabilista a través de los coeficientes parciales.

Nivel 3.- Condiciones de diseño que satisfagan el estado límite. Es el enfoque estándar que se puede encontrar en la mayor parte de las normas nacionales, fundamentado en la experiencia práctica (Buena o mala). Una recomendación de esta especificación es la fundamentación de estas prácticas en metodologías probabilistas calibradas.

Estrategia 2.

Consiste en evitar el deterioro, a través de un diseño de barreras anti ambiente o usando materiales no reactivos, por ejemplo utilizando acero inoxidable.

Plantea el siguiente diagrama de flujo para contemplar el diseño de la vida útil de servicio

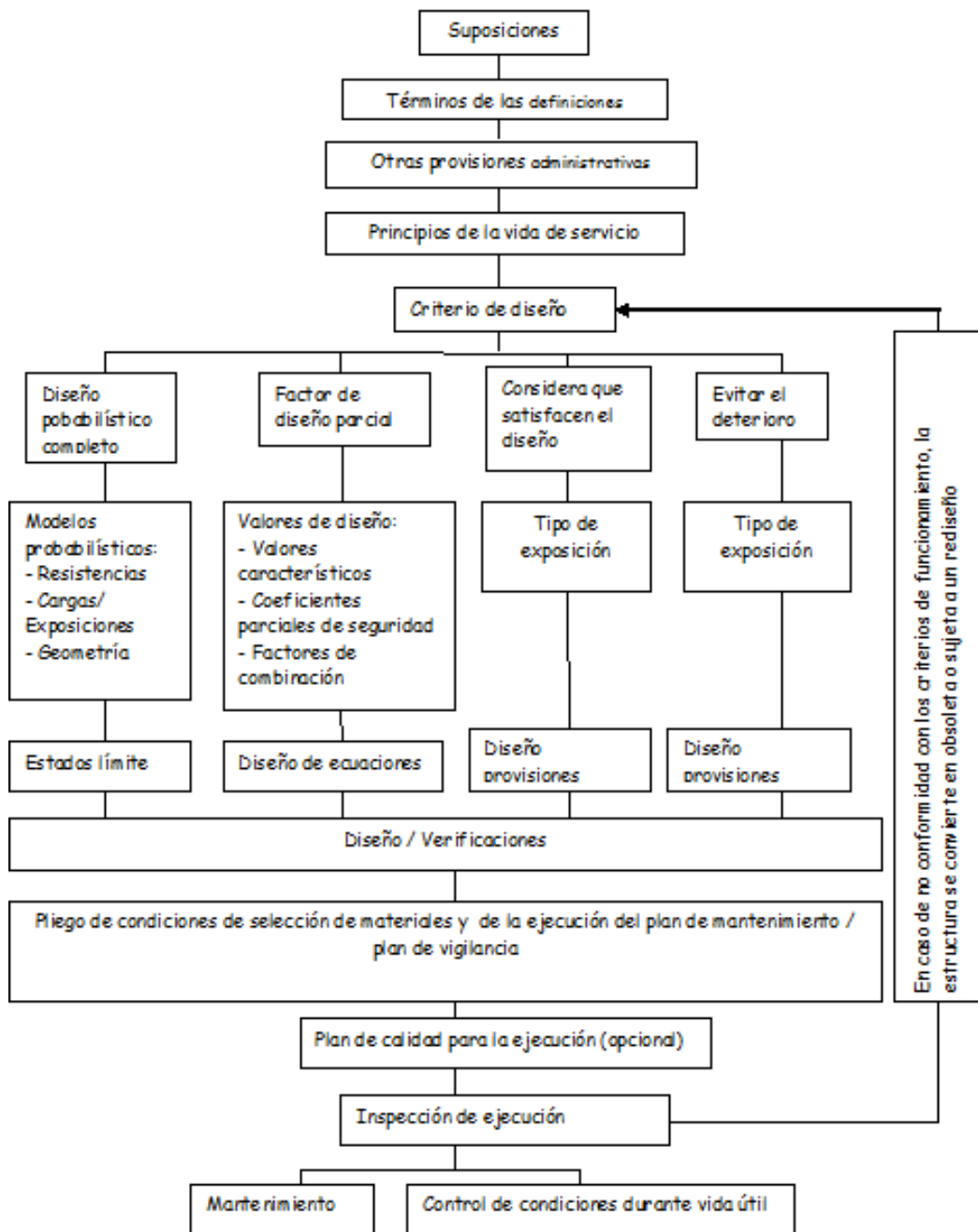


Figura 4.15

### **Códigos asociados a esta especificación he hipótesis.**

La especificación se fundamenta en los siguientes códigos, algunos de ellos están expuestos en esta tesis:

- CEM Eurocódigo 0 (EN 1190: 2002) "Bases para el diseño"
- "Probabilistic Model Code", Joint Committee on Structural Safety (JCSS PMC:2000), [www.jcss.eth.ch](http://www.jcss.eth.ch)
- CEN ENV 13670-1:2000 "Ejecución de estructuras de hormigón"
- I SO 2394:1998 (E), "Principios generales sobre la fiabilidad de las estructuras"

CEN EN 1990 "Bases para el diseño" se basa en los principios generales para la verificación de la fiabilidad de las estructuras de la Norma I SO 2394:1998 "Principios generales sobre la fiabilidad de las estructuras"

Además de los supuestos generales de EN 1990, plantea los supuestos siguientes:

- Las estructuras están diseñadas por personal debidamente cualificado y con experiencia.
- La supervisión y el control de la calidad de los materiales es el adecuado y se utilizan según lo especificado.
- La construcción es llevada a cabo por personal que tenga la habilidad y la experiencia adecuada
- La estructura se mantiene debidamente, de acuerdo a las opciones que figuran en el documento.
- La estructura se utilizará de acuerdo con las instrucciones de diseño.
- Los requisitos mínimos para la ejecución y mano de obra que figura en ENV 13670 se cumplan.

CEN ENV 13670-1 es el principal documento de referencia para la I SO TC71 / SC3 en la elaboración de una norma internacional para la ejecución de estructuras de hormigón. En la actualidad, el fib ya tiene publicado el Código Modelo CM-2010, por lo que, este documento es la referencia adecuada, ya que esta especificación que se comenta en esta tesis, esta publicada en 2006.

### **Gestión de la fiabilidad.**

En general, la gestión de la fiabilidad se ajustará a la norma EN 1990 la Sección 2.

Respecto del diseño de la vida de servicio prescribe seguir los principios generales para el diseño probabilístico de estructuras de hormigón, indicadas en PMC JCSS, I SO 2394:1998 (E), respectivamente.

En concreto, para el diseño de la vida útil propone como valores mínimos, de índices de fiabilidad  $\beta$ , los de la tabla A2-A del anejo A2.

Clase de Exposición - Eurocódigo 2	Descripción	Clase de fiabilidad	ELS	ELU
			Despassivación	Colapso
XC	Carbonatacion	RC1	$1.3(p_f \approx 10^{-1})$	$3.7(p_f \approx 10^{-4})$
		RC2	$1.3(p_f \approx 10^{-1})$	$4.2(p_f \approx 10^{-5})$
		RC3	$1.3(p_f \approx 10^{-1})$	$4.4(p_f \approx 10^{-6})$
XD	Sal de deshielo	RC1	$1.3(p_f \approx 10^{-1})$	$3.7(p_f \approx 10^{-4})$
		RC2	$1.3(p_f \approx 10^{-1})$	$4.2(p_f \approx 10^{-5})$
		RC3	$1.3(p_f \approx 10^{-1})$	$4.4(p_f \approx 10^{-6})$
XS	Agua de mar	RC1	$1.3(p_f \approx 10^{-1})$	$3.7(p_f \approx 10^{-4})$
		RC2	$1.3(p_f \approx 10^{-1})$	$4.2(p_f \approx 10^{-5})$
		RC3	$1.3(p_f \approx 10^{-1})$	$4.4(p_f \approx 10^{-6})$

Tabla 4.17

#### 4.5.3.6.- LNEC E-465-2007.

Esta especificación establece una metodología para estimar las propiedades del desempeño del hormigón armado y pretensado frente a las acciones del dióxido de carbono y los cloruros.

Normalmente para garantizar la durabilidad de las estructuras utiliza el hormigón como barrera protectora frente a las acciones agresivas de los cloruros, eventualmente propone un sistema multibarrera, alterando el ambiente, por ejemplo con revestimientos de pinturas; utilizando materiales no reactivos, como el acero inoxidable o acero revestido; inhibiendo las reacciones con protección catódica, etc.

Cuando se utiliza solo el hormigón como protector frente a las acciones agresivas, la norma específica que se deben de cuantificar:

- a) Tiempo de vida útil previsto.
- b) Índice de fiabilidad aceptable o probabilidad de fallo para el estado limite que se considere.
- c) Consideración del estado límite último o de servicio, relacionándolo con la apariencia, el funcionamiento o la seguridad de las personas.
- d) Modelos apropiados para el análisis de la penetración de la acción agresora.

En relación con los valores aceptables del índice de fiabilidad y con objeto de diferenciar las distintas consecuencias que pueden tener los fenómenos ambientales, recomienda las clases de consecuencias de EN-1990, anexo B.



CC3.- Elevadas consecuencias económicas, sociales, ambientales y para vidas humanas.

CC2.- Consecuencias medias.

CC1.- Pequeñas consecuencias.

Respecto el estado límite de durabilidad, esta especificación considera un estado límite de utilización, definido como el de iniciación de la fisuración del recubrimiento por corrosión de las armaduras, sin comprometer la sección de armadura en los cálculos estructurales, consecuentemente no se consideran estados límite últimos permitiendo, en general tomar decisiones respecto la seguridad del elemento estructural.

En la siguiente tabla 4.18. se dan los valores que establece la especificación.

Clase de Fiabilidad	RC3	RC2	RC1
Índice de fiabilidad	2,0	1,5	1,2
Probabilidad de fallo	$2,3 \cdot 10^{-2}$	$6,7 \cdot 10^{-2}$	$12 \cdot 10^{-2}$

Tabla4.18

Los modelos que cuantifican S y R utilizan la metodología general del proyecto de durabilidad que garantiza la vida útil pretendida.

- Que la resistencia de la estructura frente a las acciones ambientales  $R_s(t_g)$ , calculada, sea superior a la acción ambiental  $S(t_g)$ :

$$R_s(t_g) - S(t_g) > 0$$

ó alternativamente.

- Que la vida útil,  $t_L$ , calculada a través del modelo, sea superior a la vida útil pretendida.

$$t_L - t_g > 0$$

En esta condición, la especificación recurre al coeficiente parcial de seguridad  $\gamma$  de forma análoga al resto de estados límite.

De esta forma se puede calcular de forma determinista las propiedades de desempeño para un valor de vida útil de cálculo,  $t_d = \gamma \cdot t_g$ .

En la siguiente tabla 4.19, se dan los correspondientes coeficientes de seguridad correspondientes a las clases de fiabilidad.

Clases de fiabilidad	Coefficientes de seguridad $\gamma$
RC3	2,8
RC2	2,3
RC1	2

Tabla4.19

#### 4.5.3.7.- Otros criterios de fiabilidad y probabilidad de fallo.

En general, las normas referenciadas, como es lógico, proponen el análisis particular de la fiabilidad para cada caso en concreto. No resulta fácil explicitar la fiabilidad para los diversos supuestos que se pueden presentar, por lo que he recogido propuestas de diversos investigadores, a veces referenciando a normativas regionales o argumentando valores para supuestos concretos.

**D. Izquierdo** se pregunta, ¿qué sucede frente a los estados límites de servicio? La variedad de los estados límites de servicio es casi infinita, ya que se trata de un estado límite todo lo amplio como requiera la propiedad. Así como la seguridad es un criterio que debe ser impuesto a la propiedad por medio de la sociedad en su conjunto y como tal debe ser un requisito imprescindible, la pérdida de las capacidades de servicio establecidas para una estructura es algo mucho más amplio, siempre y cuando la seguridad quede suficientemente garantizada. *"Bases de diseño para un tratamiento probabilista de los procesos de corrosión de la armadura en el hormigón"*

Este autor estudia los niveles de seguridad de la normativa de EHE y la comparara con Eurocódigo 2 y EN 206, respecto del estado límite de despasivación por cloruros.

Con la EHE, obtiene un índice de fiabilidad medio de 0,83 y un alto coeficiente de variación.

Respecto a la comprobación con el Eurocódigo 2 y EN 206; los resultados obtenidos los referencia en la siguiente tabla con un valor medio de 1,06

Caso	Clase	Control	$\beta$
Carrera de marea	XS3	Normal	0.954
Carrera de marea	XS3	Intenso	0.917
100 m	XS1	Normal	0.677
100 m	XS1	Intenso	0.640
500 m	XS1	Normal	1.033
500 m	XS1	Intenso	1.006
1000 m	XS1	Normal	1.192
1000 m	XS1	Intenso	1.168
5000 m	XS1	Normal	1.500
5000 m	XS1	Intenso	1.483
<b>Media</b>			<b>1.057</b>
<b>Coef. Variación</b>			<b>27.49%</b>

Tabla 4.20

Después de un análisis de costos y optimización, propone para los índices de fiabilidad para la corrosión por cloruros los siguientes valores:

Valores de $\beta$	Costes debidos al fallo		
	Bajos	Medios	Altos
<b>BAJO</b>	1.10	1.90	2.50
<b>MEDIO</b>	0.90	1.80	2.40
<b>ALTO</b>	0.00	1.40	2.40

Tabla 4.21

**Konecný 2007**, citando a Tikalsky 2003, discute la probabilidad a 50 años, del 7% que indica EN 1990, como valor muy conservador para el periodo de iniciación, proponiendo para este periodo de tiempo una probabilidad de fallo de 25% e incluso de 50% para 100 años. Este autor cita a Kmet 2005, proponiendo como probabilidad destino en el tiempo  $t$  y una probabilidad de origen  $P_T$ , la expresión:

$$P_t = 1 - (1 - P_T)^{t/T}$$

En la siguiente figura Konecný 2007, explica la propuesta del 25% en la probabilidad de fallo frente a la etapa de iniciación, justificando que este estado límite permite la aportación de medidas respecto de la seguridad del elemento estructural para la etapa de propagación y entiende que, realmente lo que hay que controlar es la velocidad de corrosión durante esta etapa para la consecución de la vida útil.

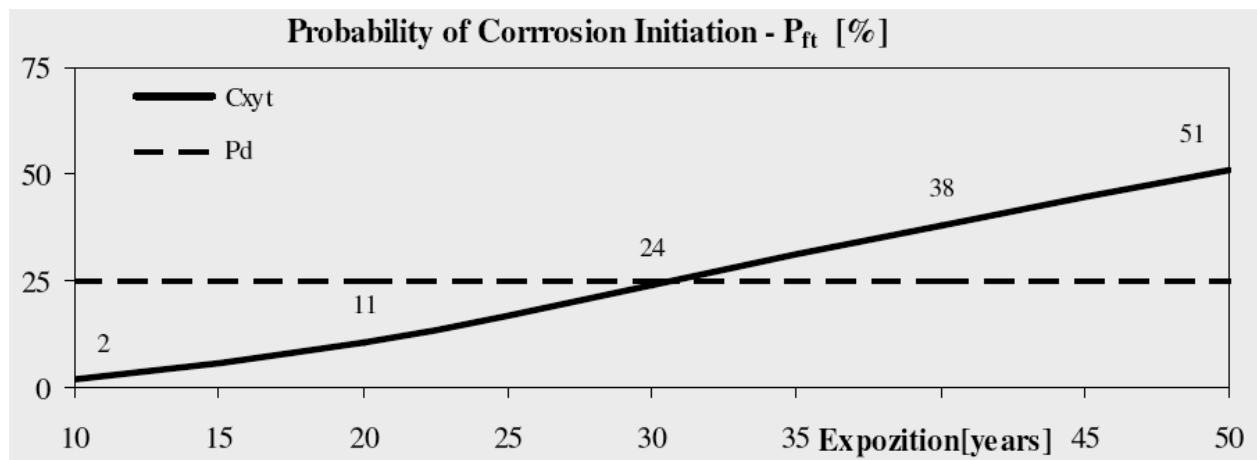


Figura 4.16.

TIKALSKY, P. (2003). "Chapter 20 Durability and Performance-Based design using SBRA" In (MAREK, et. al., 2003).

KMET, S. (2005). "Hodnoty návrhovej pravdepodobnosti Pfd (Values of the Design Probability of Failure Pfd)". In proceedings of VI. TH national conference Spolehlivost konstrukcí, 6. 4. 2005, Ostrava, DT Ostrava, I SBN 80-02-01708-0, (In Slovak).

P. Konecný (2007). "posuzování spolehlivosti železobetonové mostovky s ohledem k působení chloridu", Ostrava, Tesis Doctoral

**A. Lindvall (2001)**, utiliza como probabilidad de fallo el 10% para el estado límite de iniciación, aunque alerta de que la calidad de las variables, así como las consecuencias de los costes económicos de reparación o reemplazamiento de elementos estructurales, pueden hacer que esta probabilidad de fallo, deba ser estudiada en cada caso.

En la siguiente figura este autor, establece las curvas de desempeño, para el estado límite de iniciación a la corrosión, para dos elementos estructurales, uno situado en el norte de Europa y otro en el Oriente Medio (en mi opinión la mayor aportación de este autor sea el estudio de las cargas climáticas), estableciendo recubrimientos para probabilidades de fallo del 10% y 50%.

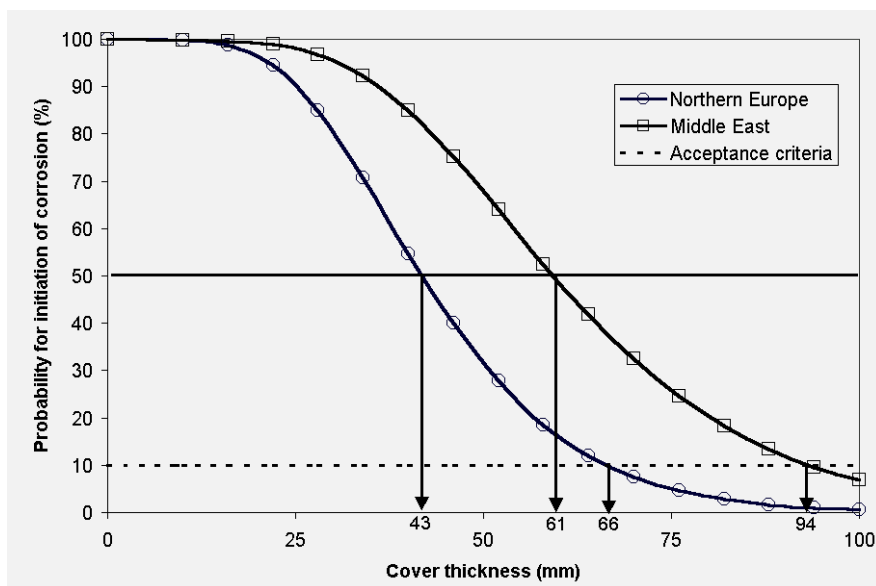


Figura 4.17

**A. Lindvall (2001)**, "Environmental Actions and Response", Publication no P-01:3, ISSN 1104-893X, SE-412 96 Göteborg

**R. Ferreira, (2004)**, proporciona valores, basados en (Lifecon, 2003), para los índices de fiabilidad para el estado límite de iniciación de:

Factor de proporción	$\beta$
Bajo	2,0
Normal	1,5
Alto	1

Tabla 4.22

El factor de proporcionalidad es el cociente entre el coste para la minimización de riesgos y los costos de reparación causados por la falta de estado límite.

También este autor cita como más significativa la norma Noruega NS 3490, en la que se establece como probabilidad de fallo el 10%.

Ferreira R. M. (2004), "Probability based durability analysis of concrete structures in marine environment", ISBN: 972 – 8692 – 16 – 1

Un artículo muy interesante de **Rod Polder del año 1998**, en el que relaciona los coeficientes parciales de seguridad  $\gamma$ , con los índices de fiabilidad para estados límite de servicio y último, según se indica en la tabla siguiente.

Tipo de rendimiento	Vida útil 50 años		Vida útil 100 años	
	Media de vida de servicio	Desviación $\gamma_L$	Media de vida de servicio	Desviación $\gamma_L$
ELS: $\beta = 1.8$	88.5	1.8	177	1.8
ELU: $\beta = 3.6$	150	3.0	300	3.0

Tabla 4.23 Medias de vida de servicio y desviaciones  $\gamma_L$  para vidas útiles de 5 y 100 años

Rob Polder (1998), COST 521 "Corrosion of steel in reinforced concrete structures",

Finalmente, **J.O. Andrade (2001)**, citando a Siemes et al (1998), define el coeficiente de fiabilidad dependiente de una serie de factores, donde el más importante es el que respecta al nivel de desempeño definido para la estructura, previamente especificado por el proyectista con el fin de separar los estados últimos y utilización.

La aplicación efectiva de estos conceptos, propuestos por distintos países, los indica el autor, en la siguiente tabla, relacionando los estados límite con la probabilidad de fallo.

Siemes et al (1999)

Tipo de Estado Límite requerido	Índice de fiabilidad para un periodo de 50 años					
	Eurocodigo	Holanda	Suiza	Alemania	Escandinavia	EU AA
ELU	3,8	3,6	4	4,7	4,2	3
ELS	1,5	-	-	-	-	-

Tabla 4.24

Se puede observar que existe una definición muy clara de los estados límite último, pues están directamente relacionados con la probabilidad de colapso del sistema estructural. Pero para el caso de estados límite de servicio, se observa una inexistencia importante que definan claramente los índices de fiabilidad deseados para estos niveles de desempeño.

Considerando estas condiciones, J.O. Andrade, propone a falta de un valor más adecuado a las condiciones de ejecución y cura, un valor de probabilidad de fallo igual 0,2, lo que equivale o corresponde a un índice de fiabilidad de 0,84.

Tal índice de fiabilidad, aparenta bajo, respecto los valores propuestos por los códigos internacionales, pero se debe de tener en consideración que el proceso de propagación solo ocurre cuando la concentración crítica de cloruros llega a las armaduras, se admite que con

el valor de  $P_f$ , propuesto, queda tiempo suficiente para las actividades de protección puedan ser iniciadas.

Aunque el análisis de la fiabilidad estructural, en nuestro país, está referenciado al Documento Básico de Seguridad Estructural DB-SE, ya comentado anteriormente. La EHE-08, en el artículo 5.1.1.1 "Exigencia de resistencia y estabilidad" establece los niveles de fiabilidad ligados a los estados límites últimos.

*"El nivel de fiabilidad que debe asegurarse en las estructuras de hormigón vendrá definido por su índice de fiabilidad,  $b_{50}$ , para un período de referencia de 50 años, que en el caso general, no deberá ser inferior a 3,8. **En el caso de estructuras singulares o de estructuras de poca importancia, la Propiedad podrá adoptar un índice diferente.**"*

En el artículo 5.1.1.2 "Exigencia de aptitud al servicio", también indica el nivel de fiabilidad, aunque claramente, está pensando en los estados límite de fisuración, deformación y vibraciones.

*"El nivel de fiabilidad que debe asegurarse en las estructuras de hormigón para su aptitud al servicio, vendrá definido por su índice de fiabilidad,  $b_{50}$ , para un período de 50 años, que en el caso general no deberá ser inferior a 1,5."*

Llegados a este punto, después de todo lo escrito, estos artículos requieren algún comentario:

1.- No parece que tenga mucho sentido, que la propiedad pueda decidir sobre los índices de fiabilidad para los estados límite último, cuando tales estados, por definición, son críticos para la vida de las personas. Parecería más lógico que, la propiedad, tuviese más capacidad sobre la fiabilidad en los estados límite de servicio, pues el riesgo, en estos estados, está más vinculado con los costes y prestaciones materiales en términos económicos.

2.- Realmente los estados de utilización o servicio, en el que englobo, el de durabilidad; En principio, presentan un problema claramente holístico, ya que sus límites pueden estar fijados por condiciones muy diversas, al no contemplar el colapso del elemento estructural. Aspecto que el propio anejo C del DB-SE, al igual que, como anteriormente hemos visto, el resto de normativa de nuestro entorno. Estas circunstancias hacen que los límites de los estados de utilización podrían estar más condicionados por la propiedad, al final estamos hablando de la capacidad de uso de su inversión. Todos estos estados muy relacionados con circunstancias de mantenimiento y conservación.

3.- Siguiendo esta línea argumental, parecería que, si consideramos el estado límite de durabilidad de la corrosión de las armaduras en su etapa de despasivación (iniciación), el considerar un índice de fiabilidad común para todos los estados límite de servicio, no tendría mucho sentido, ya que cada estado de utilización tendrá distinto empeño económico, por lo que sería lógico establecer la fiabilidad acorde, y en este sentido sí que la propiedad debería tener mucho de decir.

En todo caso el valor de  $\beta_{50}=1,5$ , para el estado límite que se estudia en esta tesis (Periodo de iniciación), parece alto, recomendándose probabilidades de fallo entre el 10% y el 20%.

#### 4.6.- Estado Límite de Durabilidad.

En otras partes del documento se han analizado los aspectos físicos, químicos, mecánicos, electroquímicos, estadísticos, etc., de la durabilidad del hormigón como material genérico y en partículas, de la corrosión del acero dentro del hormigón, por efecto de los cloruros. El desarrollo de este apartado se sustenta en el aspecto normativo; La EHE-08, su análisis y comparación con otras normas de nuestro entorno.

Realmente el cambio más significativo, en estos aspectos de la durabilidad, lo proporciona la Instrucción de Hormigón Estructural EHE de 1998 que surgió como la conclusión de un largo proceso cuyos orígenes datan de los primeros meses de 1992. Entonces, el pleno de la Comisión Permanente del Hormigón (CPH) acordó, en su reunión de febrero, la creación de un grupo de trabajo sobre la calidad del hormigón para edificación.

Uno de los puntos de la instrucción EHE 98, que más impacto ha causado en el campo de la edificación ha sido el establecimiento de una resistencia característica mínima a compresión del hormigón para armar de 25 MPa, frente a los 17,5 MPa que con tanta profusión se ha empleado en edificación desde hacía más de tres décadas.

En el año 1964, un hormigón de 17,5MPa suponía una dosificación en clinker de cemento de aproximadamente 350 Kg/m<sup>3</sup>, se trataba de un hormigón rico en cemento y con una alta reserva alcalina. A principios de la década de los años 90 el panorama se presentaba realmente distinto debido a dos factores:

- 1.- El avance en la tecnología del hormigón suponía el logro de resistencias mayores con cada vez menores cantidades de cemento.
- 2.- Con la aparición de RC-75 se substituyó de forma masiva el cemento P-350 por el PA 350, con un menor contenido de clinker.

La consecuencia de esto, ha sido la aparición de hormigones con un menor contenido de cemento y menor reserva alcalina hasta el punto de obtener en los años 90 una resistencia de 17,5 MPa con una dosificación de 150 Kg. de clinker por m<sup>3</sup> de hormigón.

Un estudio experimental llevado a cabo por Fernández Cánovas puso de manifiesto la imposibilidad de obtener hormigones de resistencia característica 17,5 MPa, junto con las mínimas exigencias de durabilidad. En concreto, hormigones fabricados con contenidos de cemento de 250 Kg/m<sup>3</sup> y relaciones agua cemento de 0,65 ofrecían resistencias características de 25 MPa, siendo necesario aumentar la relación agua cemento a 0,75 para lograr resistencias características de 17,5 MPa.

La instrucción EHE 98 prescribió la resistencia mínima de 25 MPa no por consideraciones resistentes, sino como medio para conseguir una coherencia con el resto de las especificaciones.

En cualquier caso la resistencia a la compresión no es por si sola una medida suficiente de la durabilidad del hormigón, pues esta última depende de la capa superficial del hormigón de la estructura. En estas capas, el encofrado, la compactación, el desencofrado y el curado tienen un efecto muy importante en las propiedades de difusividad, permeabilidad y absorción capilar de agua y de gases. A pesar de esto, es siempre conveniente hacer referencia a la resistencia a la compresión del hormigón por ser ésta la propiedad más consagrada del hormigón estructural y de fácil control. Un hormigón de resistencia más alta es, el principio, más durable que un hormigón de resistencia más baja, siempre que estén hechos con los mismos materiales.

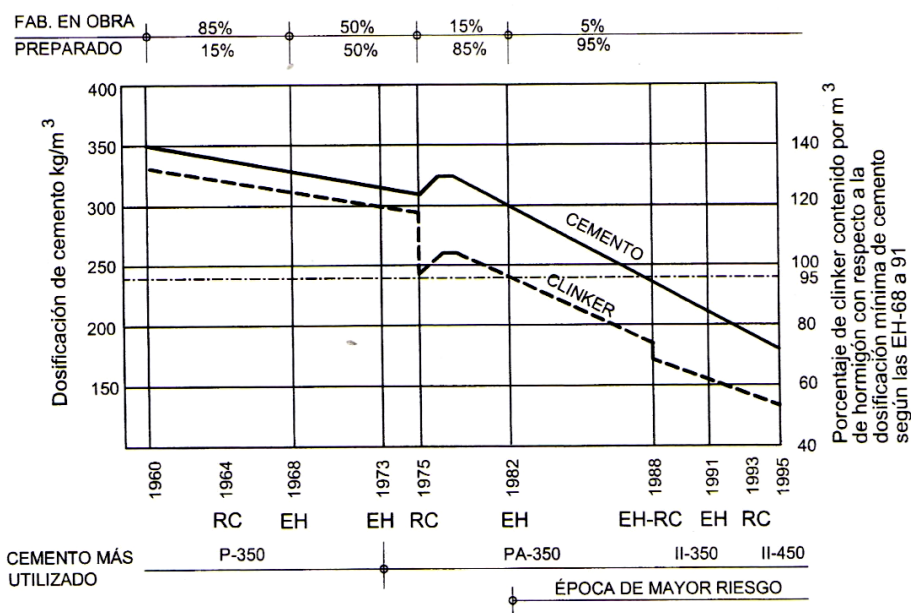


Figura 4.18.- Evolución del contenido de cemento y del contenido en clinker del hormigón (ref Cobo A)

EHE-08, en el capítulo 2, establece las bases de cálculo que permite comprobar o verificar los requisitos explicitados de los requerimientos exigidos del art. 5 y esta verificación se efectúa mediante el procedimiento de cálculo. En el art. 8 de este capítulo 2, se definen los siguientes Estados Límite:

- Estados Límite Últimos
- Estados Límite de Servicio y
- Estado Límite de Durabilidad.

Las formas de verificación de no superación de tales estados límite, son procesos de cálculo que conocemos desde hace muchos años, a través de los coeficientes parciales de seguridad que se han generalizado como métodos semiprobabilísticos.

La aportación fundamental de la nueva EHE-08 a la durabilidad; estableciendo como el Estado Límite de Durabilidad el producido por las acciones físicas y químicas diferentes de las cargas y acciones del análisis estructural, que pueden degradar las características del hormigón o de las armaduras hasta límites inaceptables, consiste en verificar que se satisface la condición:



$$t_L > t_d$$

$t_L$ = Tiempo necesario para que el agente agresivo produzca una ataque o degradación significativa.

$t_d$ = Valor de cálculo de vida útil.

Aportando además, a través del anejo 9º, una metodología similar al resto de los demás estados límite.

Se propone antes de comenzar el proyecto, la identificación del tipo de ambiente que defina la agresividad a la que va a estar sometido cada elemento estructural. Para conseguir una durabilidad adecuada, se deberá establecer una estrategia capaz de considerar todos los posibles factores de degradación y actuar consecuentemente sobre cada una de las fases de proyecto, ejecución y uso de la estructura.

Las estrategias que establece la norma respecto la corrosión de las armaduras dentro del hormigón son dos: una, clásica, prescriptiva, de carácter fenomenológica a través de establecer condiciones a los materiales y procesos de ejecución y dos: verificación del estado límite de corrosión a través del cálculo del tiempo de vida útil. La utilización de una u otra metodología la deja a criterio del autor del proyecto, aunque para el caso de la segunda estrategia, la norma, presenta inconsistencias, como veremos en el siguiente capítulo, que puede posicionar al proyecto en condiciones de clara inseguridad.

#### **4.6.1.- Definición del tipo de ambiente**

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

El tipo de ambiente viene definido por la combinación de:

- una de las clases generales de exposición, frente a la corrosión de las armaduras, de acuerdo con la tabla 8.2.2.
- las clases específicas de exposición relativas a los otros procesos de degradación que procedan para cada caso, de entre las definidas en la tabla 8.2.3.

CLASE GENERAL DE EXPOSICIÓN				DESCRIPCIÓN	EJEMPLOS
Case	Subclase	Designación	Tipo de proceso		
No agresiva		I	Ninguno	-interiores de edificios no sometidos a condensaciones - elementos de hormigón en masa	-elementos estructurales de edificios incluido los forjados, que están protegidos de la intemperie
Normal	Humedad alta	IIIa	Corrosión de origen diferente a los cloruros	-interiores sometidos a humedades relativas medias altas (>65%) o a condensaciones - Exteriores en ausencia de cloruros y expuestos a lluvia en zonas con precipitación media anual superior a 600mm - Elementos enterrados o sumergidos	- Elementos estructurales en sótanos no ventilados - Cimentaciones - Estribos, pilas y tableros de puentes en zonas, sin impermeabilizar con precipitación media anual superior a 600 mm. - Tableros de puentes impermeabilizados, en zonas con sales de deshielo y precipitación media anual superior a 600 mm - Elementos de hormigón, que se encuentren a la intemperie o en las cubiertas de edificios en zonas con precipitación media anual superior a 600 mm. - Forjados en cámara sanitaria o en interiores en cocinas y baños, o en cubierta no protegida
	Humedad media	IIIb	Corrosión de origen diferente de los cloruros	- Exteriores en ausencia de cloruros sometidos a la acción del agua de lluvia, en zonas con precipitación media anual inferior a 600 mm	- Elementos estructurales en construcciones exteriores protegidas de la lluvia - Tableros y pilas de puentes en zonas de precipitación media anual inferior a 600 mm
Marina	Aérea	IIIa	Corrosión por cloruros	- Elementos de estructuras marinas, por encima del nivel de pleamar - Elementos exteriores de obras situadas en las proximidades de la línea costera (a menos de 5km)	-Elementos estructurales de edificaciones en las proximidades de la costa - Puentes en las proximidades de la costa - Zonas aéreas de diques, pantalanés y obras de defensa litoral - Instalaciones portuarias
	Sumergida	IIIb	Corrosión por cloruros	- Elementos de estructuras marinas sumergidas permanentemente, por debajo del nivel mínimo de bajamar	- Zonas sumergidas de diques, pantalanés y otras obras de defensa litoral - Cimentaciones y zonas sumergidas de pilas de puentes en el mar
	En zona de carrera de mareas y en zonas de salpicaduras	IIIc	Corrosión por cloruros	- Elementos de estructuras marinas situados en la zona de salpicaduras o en zona de carrera de mareas	- Zonas situadas en el recorrido de marea de diques, pantalanés y otras obras de defensa litoral - Zonas de pilas de puentes sobre el mar situadas en el recorrido de marea
Con cloruros de origen diferente del medio marino		IV	Corrosión por cloruros	- Instalaciones no impermeabilizadas en contacto con agua que presente un contenido elevado de cloruros, no relacionados con el ambiente marino - Superficies expuestas a sales de deshielo no impermeabilizadas	-Piscinas e interiores de los edificios que las albergan - Pilas de pasos superiores de puentes en zonas de nieve - Estaciones de tratamiento de agua.

Tabla 4.25 Clases de exposición relativas a la corrosión de las armaduras

CLASE ESPECÍFICA DE EXPOSICIÓN				DESCRIPCIÓN	EJEMPLOS
Clase	Subclase	Designación	Tipo de proceso		
Química Agresiva	Débil	Qa	Ataque químico	- Elementos situados en ambientes con contenidos de sustancias químicas capaces de provocar la alteración del hormigón con velocidad lenta (ver tabla 8.2.3.b)	- Instalaciones industriales, con sustancias débilmente agresivas según tabla 8.2.3.b - Construcciones en proximidades e áreas industriales, agresividad débil según tabla 8.2.3.b
	Media	Qb	Ataque químico	- Elementos en contacto con agua de mar - Elementos situados en ambientes con contenidos de sustancias químicas capaces de provocar la alteración del hormigón con velocidad media (ver tabla 8.2.3.b)	- Dolos, bloques y otros elementos para diques - Estructuras marinas en general - Instalaciones industriales con sustancias de agresividad media según tabla 8.2.3.b - Construcciones en proximidades de áreas industriales con agresividad media según tabla 8.2.3.b - Instalaciones de conducción y tratamiento de aguas residuales con sustancias de agresividad media según tabla 8.2.3.b
	Fuerte	Qc	Ataque químico	- Elementos situados en ambientes con contenidos de sustancias químicas capaces de provocar la alteración del hormigón con velocidad rápida (ver tabla 8.2.3.b)	- Instalaciones industriales con sustancias de agresividad alta de acuerdo con la tabla 8.2.3.b - Instalaciones de conducción y tratamiento de aguas residuales, con sustancias de agresividad alta de acuerdo con la tabla 8.2.3.b - Construcciones en proximidades de áreas industriales con agresividad fuerte según la tabla 8.2.3.b
Con heladas	Sin sales fundentes	H	Ataque hielo-deshielo	- Elementos situados en contacto frecuente con agua o zonas con humedad relativa a media ambiental en invierno superior al 75% , y que tengan una probabilidad anual superior al 50% de alcanzar al menos una vez temperaturas por debajo de -5°C	- Construcciones en zonas de alta montaña - Estaciones invernales
	Con sales fundentes	F	Ataque por sales fundentes	- Elementos destinados al tráfico de vehículos o peatones en zonas con más de 5 nevadas anuales o con valor medio de la temperatura mínima en los meses de invierno inferior a 0°C	- Tableros de puentes o pasarelas en zonas de alta montaña, en las que se utilizan sales fundentes.
Erosión		E	Abrasión Cavitación	- Elementos sometidos a desgaste superficial - Elementos de estructuras náuticas en los que la cota piezométrica pueda descender por debajo de la presión de vapor de agua	- Pilas de puentes en cauces muy torrenciales - Elementos de dique, pantalanes y otras obras de defensa litoral que se encuentren sometidas a fuertes oleajes - Pavimentos de hormigón - Tuberías de alta presión

Tabla 4.26 Clases específicas de exposición relativas a otros procesos de deterioros distintos de la corrosión

TIPO DE MEDIO AGRESIVO	PARÁMETROS	TIPO DE EXPOSICIÓN		
		Qa	Qb	Qc
		ATAQUE DÉBIL	ATAQUE MEDIO	ATAQUE FUERTE
AGUA	VVALOR DEL pH según UNE 83.952	6.5-5.5	5.5-4.5	<4.5
	CO <sub>2</sub> AGRESIVO (mg CO <sub>2</sub> /l) según UNE-EN13.577	15-40	40-100	>100
	IÓN AMONIO (mg NH <sub>4</sub> <sup>+</sup> /l) según UNE 83.954	15-30	30-60	>60
	IÓN MAGNESIO (mg Mg <sup>2+</sup> /l) según UNE 83.855	300-1000	1000-3000	>3000
	IÓN SULFATO (mg SO <sub>4</sub> <sup>2-</sup> /l) según UNE 83.956	200-600	600-3000	>3000
	RESIDUO SECO (mg/l) según UNE 83.957	75-150	50-75	<50
SUELO	GRADO DE ACIDEZ BAUMANN-GULLY (ml/kg) según UNE 83.962	>200	(*)	(*)
	IÓN SULFATO (mg SO <sub>4</sub> <sup>2-</sup> /kg de suelo seco) según UNE 83.963	2000-3000	3000-12000	>12000

(\*) estas condiciones no se dan en la práctica

Tabla 4.27 Clasificación de la agresividad química

#### 4.6.2.- Estrategia clásica prescripcional de la Durabilidad.

Es la estrategia clásica, desarrollada en la normativa en el capítulo VI I , artículo 37.

Presupone la no aceptación del cambio de las especificaciones relativas a la durabilidad, debiéndose cumplir en su totalidad durante la fase de ejecución. No se permitirá compensar los efectos derivados por el incumplimiento de alguna de ellas, por ejemplo no se debe aceptar la colocación de un hormigón diferente del indicado en el proyecto como compensación de unos recubrimientos distintos a los indicados en el mismo.

E incluirá, al menos, los siguientes aspectos:

- a) Selección de formas estructurales adecuadas.
- b) Consecución de una calidad adecuada del hormigón y, en especial de su capa exterior.
- c) Adopción de un espesor de recubrimiento adecuado para la protección de las armaduras.
- d) Control del valor máximo de abertura de fisura.
- e) Disposición de protecciones superficiales en el caso de ambientes muy agresivos.
- f) Adopción de medidas de protección de las armaduras frente a la corrosión.

**a) Selección de la forma estructural.**

Se debe evitar el empleo de diseños estructurales que sean especialmente sensibles frente a la acción del agua y, en la medida de lo posible, se reducirá al mínimo el contacto directo entre ésta y el hormigón. Un principio básico para la consecución de una estructura durable consiste en lograr, en la medida de lo posible, el máximo de aislamiento respecto al agua.

Recomienda diseñar los detalles de proyecto necesarios para facilitar la rápida evacuación del agua, previendo los sistemas adecuados para su conducción y drenaje (imbornales, conducciones, etc.). En especial, evitar el paso de agua sobre las zonas de juntas y sellados.

Prever sistemas adecuados para evitar la existencia de superficies sometidas a salpicaduras o encharcamiento de agua. Cuando la estructura presente secciones con aligeramientos u oquedades internas, se procurará disponer los sistemas necesarios para su ventilación y drenaje.

**b) Respecto a la calidad del hormigón.**

Las zonas más superficiales son las más sensibles a los procesos de deterioro.

Un hormigón de calidad adecuada ha de cumplir ciertas condiciones:

- Selección de materias primas.
- Dosificación adecuada.

Parámetro de dosificación	Tipo de hormigón	CLASE DE EXPOSICIÓN												
		I	IIa	IIb	IIIa	IIIb	IIIc	IV	Qa	Qb	Qc	H	F	E
Máxima Relación a/c	Masa	0.65	-	-	-	-	-	-	0.50	0.50	0.45	0.55	0.50	0.50
	Armado	0.65	0.60	0.55	0.50	0.50	0.45	0.50	0.50	0.50	0.45	0.55	0.50	0.50
	Pretensado	0.60	0.60	0.55	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.45	0.45	0.55	0.50	0.50
Mínimo contenido de cemento (kg/m³)	Masa	200	-	-	-	-	-	-	275	300	325	275	300	275
	Armado	250	275	300	300	325	350	325	325	350	350	300	325	300
	Pretensado	375	300	300	300	325	350	325	320	350	350	300	325	300

Tabla 4.28 Máxima relación a/c y mínimo contenido de cemento

- Puesta en obra correcta.
- Curado del hormigón de forma adecuada.
- Resistencia acorde con el comportamiento estructural esperado y congruente con los requisitos de durabilidad.

Parámetro de dosificación	Tipo de hormigón	CLASE DE EXPOSICIÓN												
		I	IIa	IIb	IIIa	IIIb	IIIc	IV	Qa	Qb	Qc	H	F	E
Resistencia mínima (N/mm²)	Masa	20	-	-	-	-	-	-	30	30	35	30	30	30
	Armado	25	25	30	30	30	35	30	30	30	35	30	30	30
	Pretensado	25	25	30	30	35	35	35	30	35	35	30	30	30

Tabla 4.29 Resistencias mínimas recomendadas en función de los requisitos de durabilidad (\*)

(\*)Estos valores reflejan las resistencias que pueden esperarse con carácter general cuando se emplean áridos de buena calidad y se respetan las especificaciones estrictas de durabilidad incluidas en esta instrucción. Se trata de una tabla meramente orientativa, al objeto de fomentar la deseable coherencia entre las especificaciones de durabilidad y las especificaciones de resistencia. En este sentido, se recuerda que en algunas zonas geográficas en las que los áridos sólo pueden cumplir estrictamente las especificaciones definidas para ellos en esta instrucción, puede ser complicado obtener estos valores.

**c) Recubrimientos.**

El recubrimiento de hormigón es la distancia entre la superficie exterior de la armadura (incluyendo cercos y estribos) y la superficie del hormigón más cercana.

Se define como recubrimiento mínimo de una armadura pasiva aquel que debe cumplirse en cualquier punto de la misma. Para garantizar estos valores mínimos, se prescribe un valor nominal del recubrimiento  $r_{nom}$ , definido como:

$$r_{nom} = r_{min} + \Delta r$$

Donde:

$r_{nom}$  Recubrimiento nominal

$r_{min}$  Recubrimiento mínimo

$\Delta r$  Margen de recubrimiento, en función del nivel de control de ejecución, y cuyo valor será:

- 0 mm en elementos prefabricados con control intenso de ejecución
- 5 mm en el caso de elementos ejecutados *in situ* con nivel intenso de control de ejecución
- 10 mm en el resto de los casos

En el caso de las armaduras pasivas o armaduras activas pretensas, los recubrimientos mínimos deberán cumplir un conjunto de condiciones descritas en el art. 37.2.4.1 de las que destaco:

- El recubrimiento no será, en ningún punto, inferior a los valores mínimos recogidos en las tablas 4.30, para las clases de exposición I y II y la tabla 4.31 para III y IV

Clase de exposición	Tipo de cemento	Resistencia característica del hormigón (N/mm <sup>2</sup> )	Vida útil de proyecto (t <sub>p</sub> ) (años)	
			50	100
I	Cualquiera	$f_{ck} \geq 25$	15	25
IIa	CEM I	$25 \leq f_{ck} < 40$	15	25
		$f_{ck} \geq 40$	10	20
	Otros tipos de cementos o en el caso de empleo de adiciones al hormigón	$25 \leq f_{ck} < 40$	20	30
		$f_{ck} \geq 40$	15	25
IIb	CEM I	$25 \leq f_{ck} < 40$	20	30
		$f_{ck} \geq 40$	15	25
	Otros tipos de cementos o en el caso de empleo de adiciones al hormigón	$25 \leq f_{ck} < 40$	25	35
		$f_{ck} \geq 40$	20	30

Tabla 4.30 Recubrimientos mínimos (mm) para las clases generales de exposición I y II

Hormigón	Cemento	Vida útil de proyecto (t <sub>p</sub> ) (años)	Clase general de exposición			
			IIIa	IIIb	IIIc	IV
Armado	CEM III/A, CEM III/B, CEM IV, CEM II/B-S, B-P, B-V, A-D u hormigón con adición de microsílíce superior al 6%	50	25	30	35	35
		100	30	35	40	40
	Resto de Cementos utilizables	50	45	40	*	*
		100	65	*	*	*
Pretensado	CEM II/A-D o bien con adició5n de humo de sílice superior al 6	50	30	35	40	40
		100	35	40	45	45
	Resto de cementos utilizables, según el artículo 26º	50	65	45	*	*
		100	*	*	*	*

Tabla 4.31 Recubrimientos mínimos (mm) para las clases generales de exposición III y IV

\* Estas situaciones obligarían a unos recubrimientos excesivos, desaconsejables desde el punto de vista de la ejecución del elemento. En estos casos se recomienda comprobar el Estado Límite de Durabilidad según lo indicado en el Anejo nº9, a partir de las características del hormigón prescrito en el Pliego de prescripciones técnicas del proyecto.

En general como ya sabemos, El espesor del recubrimiento constituye un parámetro de gran importancia para lograr una protección adecuada de la armadura durante la vida de servicio de la estructura. El período durante el que el hormigón del recubrimiento protege a las armaduras es función del cuadrado del espesor del recubrimiento. Esto conlleva que una disminución del recubrimiento a la mitad de su valor nominal, se traduzca en un período de protección de la armadura reducido a la cuarta parte.

Como se indica en el articulado, los valores de recubrimiento mínimo que recogen las tablas anteriores, se refieren a valores obtenidos cuando se cumplen las condiciones mínimas relativas a la dosificación del hormigón y al resto de las condiciones que influyen en el proceso de corrosión por cloruros.

**d) Control del valor máximo de abertura de fisura.**

La durabilidad es, junto a consideraciones funcionales y de aspecto, uno de los criterios en los que se basa la necesidad de limitar la abertura de fisura. Los valores máximos a considerar, en función de la clase de exposición ambiental se describen en la tabla 4.32

Clase de exposición, según artículo 8º	W <sub>máx</sub> (mm)	
	Hormigón armado (para la combinación cuasipermanente de acciones)	Hormigón pretensado (para la combinación frecuente de acciones)
I	0.4	0.2
IIa, IIb, H	0.3	0.2 <sup>(1)</sup>
IIIa, IIIb, IV, F, Qa <sup>(2)</sup>	0.2	Descompresión
IIIc, Qb <sup>(2)</sup> , Qc <sup>(2)</sup>	0.1	

Tabla 4.32

En el caso de estructuras de hormigón armado, según se ha visto en otra parte del documento, la influencia de la abertura de fisura sobre la corrosión de las armaduras puede ser relativamente pequeña, siempre que dicha abertura permanezca dentro de un rango de valores suficientemente bajos. Como se ha visto, se debe, en gran parte, a que presentan tendencia al autosellado, lo que evita que se produzca la aceleración de los procesos involucrados en la corrosión.

Las fisuras orientadas de forma longitudinal a la armadura tienen mayor trascendencia que las que lo hacen transversalmente, dado que su influencia es más generalizada y, además, conllevan mayor probabilidad de pérdida del recubrimiento. (E. Moreno, 2008).

#### **e) Disposición de medidas superficiales.**

En los casos que se juzgue necesario se puede recurrir a:

— Aplicación de revestimientos superficiales con productos específicos para la protección del hormigón (pinturas o revestimientos), conformes con las normas de la serie UNE-EN 1504 que les sean de aplicación.

#### **f) Adopción de medidas de protección de las armaduras frente a la corrosión.**

También se puede recurrir como estrategia protectora a:

- Protección de las armaduras mediante revestimientos (por ejemplo, armaduras galvanizadas, o con resina epoxi).
- Protección catódica de las armaduras, mediante ánodos de sacrificio o por corriente impresa, según UNE-EN 12696.
- Armaduras de acero inoxidable, según UNE 36067.
- Aditivos inhibidores de la corrosión.

Las protecciones adicionales pueden ser susceptibles de tener una vida útil incluso más pequeña que la del propio elemento estructural. En estos casos, el proyecto deberá contemplar la planificación de un mantenimiento adecuado del sistema de protección.

#### **4.6.2.1.- Impermeabilidad del hormigón.**

Según hemos visto, la forma más adecuada de reducir los ataques al hormigón es conseguir que sus poros ocupen el menor volumen posible y formen una red capilar poco intercomunicada. Este es el objetivo que se pretende conseguir mediante los requisitos de contenido de agua y de cemento recogidos en el articulado. Al no haber métodos normalizados para el control de estos contenidos, se necesita recurrir a otras comprobaciones de carácter indirecto a través de ensayos de comportamiento como el de penetración de agua que se propone en el articulado.



La impermeabilidad al agua del hormigón es una condición necesaria, aunque no suficiente, para lograr un comportamiento adecuado frente a los ataques agresivos. Por otro lado, como hemos visto, la permeabilidad no es el único mecanismo que interviene en los procesos de degradación del hormigón, ya que existen otros ligados a fenómenos de absorción de agua y de difusión de gases e iones, la norma no establece condiciones respecto de estas propiedades, aunque si otras, como el Código Modelo 2010 que se verá más adelante en este capítulo.

Una comprobación experimental de la consecución de una estructura porosa del hormigón suficientemente impermeable para el ambiente en el que va a estar ubicado, puede realizarse comprobando la impermeabilidad al agua del hormigón, mediante el método de determinación de la profundidad de penetración de agua bajo presión, según la UNE-EN 12390-8.

La norma establece esta comprobación cuando, de acuerdo con 8.2.2, las clases generales de exposición sean III o IV.

Un hormigón se considera suficientemente impermeable al agua si los resultados del ensayo de penetración de agua cumplen simultáneamente que:

Clase de exposición ambiental	Especificación para la profundidad máxima	Especificación para la profundidad media
IIIa, IIIb, IV, Qa, E, H, F, Qb (en el caso de elementos en masa o armados)	50mm	30mm
IIIc, Qc, Qb (solo en el caso de elementos pretensados)	30mm	20mm

Tabla 4.33

#### 4.6.2.2. - Corrosión de las armaduras pasivas.

La norma establece como limitación específica del contenido total de cloruros al final de su vida útil, sea inferior al 0,6% del peso de cemento, en el caso de obras de hormigón armado u hormigón en masa que contengan armaduras para reducir la fisuración.

#### 4.6.3.- Estrategia de verificación del Estado Límite de Durabilidad.

Realmente es una de las novedades más reseñables de la norma, el plantear un método de desempeño de la vida útil para el control de la corrosión en el hormigón, supone la incorporación al conjunto normativo internacional más avanzado. En este capítulo se expone el articulado tal cual lo plantea el anejo 9º, su estudio y análisis se efectúa de forma exhaustiva, en el siguiente capítulo.

Es el momento de expresar lo relevante de la incorporación de nuestra normativa al espacio internacional de la estrategia de desempeño de vida útil, a pesar de toda la incertidumbre que esto representa. Estas estrategias se están utilizando en los últimos cinco años en todas las normativas de nuestro entorno y América, por lo que no era lógico que se siguiese con los métodos clásicos sin abrir esta metodología, aunque inicialmente pueda presentar aspectos claramente cuestionables.

La comprobación del Estado Límite de durabilidad contempla un procedimiento de carácter semiprobabilista de forma análoga al adoptado para el resto de los Estados Límite.

En la comprobación del Estado Límite, se debe satisfacer la condición:

$$t_L > t_d$$

Donde:

$t_L$  Valor estimado de la vida útil  
 $t_d$  Valor de cálculo de la vida útil

Se define como valor de cálculo de la vida útil, al producto de la vida útil de proyecto por un coeficiente de seguridad:

$$t_d = \gamma_t t_g$$

Donde:

$\gamma_t$  Coeficiente de seguridad de vida útil, para cuyo valor se adoptará  $\gamma_t = 1,10$   
 $t_g$  Vida útil de proyecto según la siguiente tabla.

Tipo de estructura	Vida útil nominal
Estructuras de carácter temporal <sup>(2)</sup>	Entre 3 y 10 años
Elementos reemplazables que no forman parte de la estructura principal (por ejemplo, barandillas, apoyos de tuberías)	Entre 10 y 25 años
Edificios (o instalaciones) agrícolas o industriales y obras marítimas	Entre 15 y 50 años
Edificios de viviendas u oficinas, puentes u obras de paso de longitud inferior a 10 metros y estructuras de ingeniería civil (excepto obras marítimas) de repercusión económica baja o media	50 años
Edificios de carácter monumental o de importancia especial	100 años
Puentes de longitud total igual o superior a 10 metros y otras estructuras de ingeniería civil de repercusión económica alta	100 años

<sup>(1)</sup> Cuando una estructura esté constituida por diferentes partes, podrá adoptarse para tales partes diferentes valores de vida útil, siempre en función del tipo y características de la construcción de las mismas.

<sup>(2)</sup> En función del propósito de la estructura (exposición temporal, etc.). En ningún caso se considerarán como estructuras de carácter temporal aquellas estructuras de vida útil nominal superior a 10 años

Tabla 4.34

#### 4.6.3.1.- Modelo propuesto para el proceso de corrosión por cloruros.

Utiliza el modelo clásico de Tuutti, en el que el tiempo total  $t_L$  necesario para que el ataque o degradación sean **significativos** ( $i_i$ ??) se puede expresar como:

$$t_L = t_i + t_p$$

Donde:

$t_i$  Período de iniciación de la corrosión, entendido como el tiempo que tarda el frente de penetración del agresivo en alcanzar la armadura provocando el inicio de la corrosión (consecución de un contenido crítico de cloruros en la armadura. Define claramente un estado límite de servicio).

$t_p$  Período de propagación (tiempo de propagación de la corrosión hasta que se produzca una degradación significativa del elemento estructural). No se explicita la degradación significativa, por lo que no queda claro, cuál es el estado límite y su consideración (Servicio-Último).

En el caso de comprobación del Estado Límite en el caso de armaduras activas, se considerará un período de propagación,  $t_p=0$ .

#### 4.6.3.2.- Periodo de Iniciación ó despasivación en la penetración de cloruros.

La modelización se hace a través de la célebre expresión de la raíz cuadrada del tiempo.

$$d = k_{CL} \sqrt{t}$$

Donde:

- d Profundidad de penetración del agresivo, para una edad t. en mm.
- $K_{CL}$  Coeficiente de penetración de cloruros.

El coeficiente de penetración de cloruros  $K_{CL}$  tiene la siguiente expresión:

$$k_{CL} = \alpha \sqrt{12D(t)} \left[ 1 - \sqrt{\frac{C_{th} - C_b}{C_s - C_b}} \right]$$

Donde:

- $\alpha$  Factor de conversión de unidades que vale 56157.
- D (t) Coeficiente de difusión efectivo de cloruros, para la edad t, expresado en  $cm^2/s$
- $C_{th}$  Concentración crítica de cloruros, expresada en % en peso de cemento.
- $C_s$  Concentración de cloruros en la superficie del hormigón, expresada en % en peso de cemento. Dado que esta concentración de cloruros suele obtenerse en % en peso de hormigón, su equivalente en peso de cemento se puede calcular a partir del contenido de cemento del hormigón (en  $kg/m^3$ ) como:  
 $C_s$  (% peso de cemento) =  $C_s$  (% peso de hormigón) \* (2300/contenido de cemento)
- $C_b$  Contenido de cloruros aportado por las materias primas (áridos, cemento, agua, etc.), en el momento de fabricación del hormigón.

Se utiliza un modelo en donde se considera la concentración superficial de cloruros ( $C_s$ ) como constante, dependiente del tipo de exposición y de la distancia a la costa, también dependiente del contenido de cemento, pero independiente del tiempo.

Clase general de exposición	IIIa		IIIb	IIIc	IV
Distancia respecto a la costa	Hasta 500 m	500m -5000m	Cualquiera		-
$C_s$ (%peso de hormigón)	0.14	0.07	0.72	0.5	0.5

Tabla 4.35 Concentración de cloruros en la superficie de hormigón

La norma nos alerta sobre Cs.

*“El valor de Cs depende de las condiciones externas, especialmente de la orografía del terreno y el régimen de vientos predominantes en la zona, en el caso de ambientes próximos a la costa. Además, Cs varía con la edad del hormigón, alcanzando su valor máximo a los 10 años. A falta de valores obtenidos a partir de ensayos en estructuras de hormigón situadas en las proximidades, el Autor del proyecto valorará la posibilidad de adoptar un valor de Cs de acuerdo con tabla A.9.4, en función de la clase general de exposición.”*

Se podría interpretar, de la lectura del párrafo anterior, que el Autor del proyecto va a disponer de mejores datos respecto de Cs(?)

Respecto del coeficiente de difusión, la norma, utiliza un modelo de variación en el tiempo, generalizado en la literatura especializada, con la siguiente expresión:

$$D(t) = D(t_0) \left( \frac{t_0}{t} \right)^n$$

Donde:

- D (t<sub>0</sub>) Es el coeficiente de difusión de cloruros a la edad t<sub>0</sub>
- D (t) El coeficiente a la edad t,
- n Es el factor de edad, que puede tomarse, a falta de valores específicos obtenidos mediante ensayos sobre el hormigón de que se trate, igual a 0,5.

Para la utilización del modelo de penetración de cloruros puede emplearse el valor de D (t<sub>0</sub>) obtenido mediante ensayos específicos de difusión (en cuyo caso t<sub>0</sub> sería la edad del hormigón a la que se ha realizado el ensayo), o bien emplear los valores de la siguiente tabla (obtenidos para t<sub>0</sub> = 0,0767, - 28 días -)

Tipo de cemento	a/c=0.40	a/c=0.45	a/c=0.50	a/c=0.55	a/c=0.60
CEM I	8.9	10.0	15.8	19.7	25.0
CEM II/A-V	5.6	6.9	9.0	10.9	14.9
CEM III	1.4	1.9	2.8	3.0	3.4

Tabla 4.36 Coeficientes D(t<sub>0</sub>) (x10<sup>-12</sup> m<sup>2</sup>/s)

Respecto de la concentración crítica de cloruros (C<sub>th</sub>), la norma establece:

*“deberá ser establecida por el Autor del proyecto de acuerdo con las consideraciones específicas de la estructura. **En condiciones normales, puede adoptarse un valor del 0,6%** del peso de cemento para la comprobación del Estado Límite en relación con la corrosión de las armaduras pasivas.”*

Merece el mismo comentario que en el caso de la concentración superficial de cloruros.

#### 4.6.3.3.- Periodo de Propagación.

La modelización para esta etapa es común para el proceso de corrosión por carbonatación y penetración de cloruros.

La etapa de propagación se considera concluida cuando se produce una pérdida de sección de la armadura inadmisibles o cuando aparecen fisuras en el recubrimiento de hormigón. El período de tiempo para que se produzca puede obtenerse de acuerdo con la siguiente expresión:

$$t_p = \frac{80.d}{\phi.V_{corr}}$$

Donde:

- $t_p$  Tiempo de propagación, en años.
- $d$  Espesor de recubrimiento en mm.
- $\phi$  Diámetro de la armadura, en mm.
- $V_{corr}$  Velocidad de corrosión, en  $\mu\text{m}/\text{año}$ .

A falta de datos experimentales específicos para el hormigón y las condiciones ambientales concretas de la obra, la velocidad de corrosión podrá obtenerse de la tabla A.9.5.

Clase general de exposición			$V_{corr}$ ( $\mu\text{m} / \text{año}$ )
Normal	Humedad alta	II a	3
	Humedad media	II b	2
Marina	Aérea	III a	20
	Sumergida	III b	4
	En zona de mareas	III c	50
Con cloruros de origen diferente del medio marino		IV	20

Tabla 4.37 Velocidad de corrosión según la clase general de exposición

Se puede observar como la velocidad de corrosión en los ambientes III a, III c y IV, es muy alta por lo que en estos casos es de esperar un tiempo de propagación, en términos relativos, pequeño.

#### 4.6.4. - Código Modelo CM-2010.

Responsables de los temas: Peter Schiessl y Steen Rostam

El Código, al igual que la norma española, también propone métodos de verificación con formatos basados en la satisfacción de ciertas condiciones para evitar el deterioro. Tales enfoques, nos indica, tienen que estar calibrados por organismos de normalización competentes, en el momento de la publicación del documento, el organismo europeo de normalización CEN, está trabajando en un nuevo concepto llamado "Concepto de durabilidad equivalente" (EDC), implicando la calidad de los materiales referenciados a largo plazo. La comparación se hace sobre la base de pruebas a largo plazo y el estudio de los rendimientos materiales.

##### 4.6.4.1. - Estado Límite de Despasivación, formato probabilístico.

Nos indica que no hay modelos disponibles, con un amplio consenso internacional, del tiempo de corrosión hasta el límite de la epata de propagación (fisuras, grietas, desprendimientos, pérdida de sección, falta de adherencia, en su caso colapso). Por esta razón, los diseños de servicio de la vida útil se basa, normalmente, en el estado límite de despasivación (concentración crítica de cloruros en las armaduras), aceptando que es un estado límite más bien conservador y por tanto se vincula a niveles de fiabilidad con probabilidades de fallo en el orden de  $10^{-1}$ .

La función de estado límite respeta las siguientes condiciones:

$$P\{ \} = P_{dep.} = P\{C_{crit.} - C(a, t_{SL}) < 0\} < p_0$$

Donde:

$p\{ \}$	Es la probabilidad de despasivación
$C_{crit.}$	Es el contenido de cloruro crítico para lograr despasivación
$C(a, t_{SL}),$	Es el contenido de cloruros en la profundidad y en un tiempo t
a	Es el recubrimiento de hormigón [mm],
$t_{SL}$	Es la vida útil de diseño [años],
$p_0$	Es la probabilidad de fallo

Las variables  $C_{crit.}$  y  $C(a, t_{SL})$ , se deben de cuantificar con un enfoque probabilístico.

#### 4.6.4.2.- Diseño del Modelo.

El modelo que diseña el CM-2010, está basado en una modificación en la segunda ley de Fick.

$$C_{(x,t)} = (C_s - (C_s - C_i) \cdot \left[ \operatorname{erf} \frac{x}{2 \cdot \sqrt{D_{app}(t) \cdot t}} \right])$$

Donde:

- $C_{(x,t)}$  Es el contenido de cloruros en el hormigón a una profundidad  $x$  (superficie de la estructura:  $x = 0$  m) en [% en peso cemento] y en tiempo  $t$ ,
- $C_s$  Es la concentración de cloruros en la superficie de hormigón [en peso cemento]
- $C_i$  Es el contenido de cloruros inicial [en peso cemento],
- $x$  Es la profundidad con un contenido de cloruros correspondientes  $C(x, t)$  [mm]
- $D_{app}(t)$  Es el coeficiente aparente de difusión de cloruros en el hormigón [ $m^2/seg.$ ] en el tiempo  $t$
- $t$  Es el tiempo de exposición [años]
- $\operatorname{erf}$  Es la función error

$$D_{app}(t) = D_{app}(t_0) \cdot \left( \frac{t_0}{t} \right)^n$$

Donde:

- $D_{app}(t_0)$  Es el coeficiente de difusión aparente medido a una referencia de  $t_0$
- $n$  Es el factor de envejecimiento, disminución en el tiempo del coeficiente de difusión aparente. Dependiendo del tipo de cemento y las condiciones micro ambientales el factor de envejecimiento es probable que este entre 0,3 y 0,65.

El coeficiente de difusión aparente del hormigón, de forma inicial, para el diseño estructural, se puede obtener a través de un ensayo de migración.

$$D_{app}(t_0) = k_e \cdot k_t \cdot D_{RCM,0}$$

Donde:

- $k_e$  Es una variable micro-ambiental.
- $k_t$  Es una variable dependiente del tipo de prueba.
- $D_{RCM,0}$  Es el coeficiente de migración de cloruros.

Estos planteamientos se han propuestos en los proyectos de investigación en la Comunidad Europea DuraCrete y DARTS.



El coeficiente de migración de cloruros  $D_{RCM,0}$ , depende de la relación a/c y del tipo de cemento. Inicialmente, para el tipo de cemento CEM I varía de  $8 \cdot 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$  a  $25 \cdot 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$ , para CEM I con cenizas volantes de  $4 \cdot 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$  a  $15 \cdot 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$  y para CEM III varía entre  $1 \cdot 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$  a  $5 \cdot 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$ .

#### 4.6.4.3.- Estado Límite de corrosión con agrietamientos, desprendimientos y colapso, formato probabilístico.

Este estado límite depende, en alto grado, del medio agresivo, del entorno micro-ambiental a lo largo de la superficie de los elementos estructurales. Los efectos macro-celdas pueden provocar altas tasas de corrosión en zonas ambientales menos severas. Las formas geométricas, también influyen en la velocidad de corrosión, por ejemplo los bordes de las vigas en secciones transversales, etc.

El estado límite de agrietamiento supone las siguientes condiciones:

$$p \{ \} = p_{crack} = p \{ \Delta r_{(R)} - \Delta r_{(S)}(t_{SL}) < 0 \} < p_0$$

Donde:

- $p \{ \}$  Es la probabilidad de que el agrietamiento inducido se produzca,
- $\Delta r_{(R)}$  es máxima a la corrosión inducida por aumento de la radio de barras que pueda ser acomodada en el hormigón sin formación de grietas en la superficie Del elemento estructural [ $\mu \text{ m}$ ],
- $\Delta r_{(S)}(t_{SL})$  Es el aumento del radio de la barra debido a la corrosión [ $\mu \text{ m}$ ],
- $t_{SL}$  Es el tiempo de diseño [años],
- $p_0$  Es la probabilidad de fallo.

Un enfoque de diseño alternativo es:

$$p \{ \} = p_{crack} = p \{ t_{SL} - t_{ini} - t_{prop} < 0 \} < p_0$$

Donde:

- $p \{ \}$  Es la probabilidad de que el agrietamiento inducido se produzca,
- $t_{SL}$  Es el tiempo de diseño [años],
- $t_{ini}$  Es periodo de iniciación [años],
- $t_{prop}$  Es periodo de propagación [años],
- $p_0$  Es la probabilidad de fallo.

Las variables  $\Delta r_{(R)}$  y  $\Delta r_{(S)}(t_{SL})$ , también el  $t_{ini}$  variables y  $t_{prop}$  deben ser cuantificados con un enfoque probabilístico.

Existen métodos para cuantificar las variables  $\Delta r_{(S)}(t_{SL})$  y  $\Delta r_{(R)}$ , la mayoría de los modelos con bases empíricas, a menudo basadas en un número muy limitado de datos. La correlación entre la tasa de corrosión y la calidad del hormigón o del micro-ambiente aún no se puede cuantificar en detalle. Lo mismo se aplica a los estados límite de desprendimiento y colapso.

En el momento de la publicación de este Código Modelo 2010, no había un modelo, dependiente del tiempo, con el consenso internacional, que explicase este proceso de deterioro.

#### 4.6.5.- LNEC-E 465-2007. (Normativa Portuguesa).

La especificación no proporciona la comisión redactora.

Se justifica el estudio de esta especificación Portuguesa, por representar, primeramente, una metodología avanzada respecto a la concepción probabilista del diseño de vida útil respecto de la corrosión y después, por razones de vecindad climatológica a la hora de estimar las acciones agresivas de los cloruros.

##### 4.6.5.1.- Modelo del periodo de iniciación.

El modelo para la determinación del periodo de iniciación debido a la acción de cloruros se fundamente en la segunda ley de Fick. Admitiendo que la concentración inicial de cloruros en el hormigón es nula y que el coeficiente de difusión de los cloruros en el hormigón disminuye con el tiempo.

$$C_{(x,t)} = C_s \cdot \left[ 1 - \operatorname{erf} \frac{x}{2 \cdot \sqrt{D(t) \cdot t}} \right]$$

Reorganizando esta ecuación se puede obtener la expresión que prevé la evolución de la penetración de los cloruros para la concentración  $C_{(x,t)}$

$$X(t) = 2 \cdot \operatorname{erf}^{-1} \left( \frac{C_s - C_{(x,t)}}{C_s} \right) \cdot \sqrt{D(t) \cdot t}$$

El coeficiente de difusión de cloruros es obtenido a partir de la expresión:

$$D_a(t) = k_c \cdot k_{RH} \cdot k_T \cdot D_0 \left( \frac{t_0}{t} \right)^n$$

Donde:

- $D_0$  Es el coeficiente de difusión potencial del hormigón, obtenido en el laboratorio a través del ensayo NT-BUI L 492. a 28 días en  $m^2/s$
- $k_c$  Es el factor para tener en cuenta las condiciones de curado del hormigón
- $k_{RH}$  Es el factor para tener en cuenta la influencia de la humedad relativa del ambiente.
- $k_T$  Es el factor para tener en cuenta la influencia de la temperatura.
- $n$  Es el factor para tener en cuenta el decrecimiento en el tiempo del coeficiente de difusión del hormigón.

PROCEDIMIENTO DE CURADO DEL HORMIGÓN	K <sub>c</sub>
Normalizado	2,4
En contacto permanente con agua	0,75
Controlando la permeabilidad del encofrado y 3 días de curado	1,0

Tabla 4.38

CLASES DE EXPOSICIÓN	k <sub>RH</sub>
XS1	0,4
XS2	1
XS3	1

Tabla 4.39

TEMPERATURA REFERENTE AL HORMIGÓN	K <sub>T</sub>
30° C	1,5
25° C	1,2
20° C	1,0
15° C	0,8
10° C	0,75
0° C	0,4

Tabla 4.40

CLASES DE EXPOSICIÓN	n	
	CEM I/II	CEM III/IV
XS1	0,55	0,65
XS2	0,45	0,55
XS3	0,55	0,65

Tabla 4.41

Con respecto a la concentración superficial de cloruros C<sub>s</sub>, (en % en peso de cemento), utiliza la siguiente expresión:

$$C_s = C_b \cdot k_{a/c} \cdot k_{vert} \cdot k_{hor} \cdot k_{temp}$$

Donde:

- C<sub>b</sub> 3% para ambientes XS2 y SX3 y 2% para ambiente XS1
- K<sub>a/c</sub> 2,5 · (a/c)
- K<sub>vert</sub> y K<sub>hor</sub> Coeficientes dependientes de la clase de exposición y posición.
- K<sub>temp</sub> Coeficiente dependiente de la temperatura del hormigón.

<b>TEMPERATURA</b>	0°C	10°C	15°C	20°C	25°C	30°C	35°C
<b>K<sub>temp</sub></b>	2,2	1,5	1,2	1,0	0,8	0,7	0,6

Tabla 4.42

<b>CLASES DE EXPOSICIÓN</b>		<b>k<sub>vert</sub></b>
XS1		0,7
XS2	A 1 M. DE PROFUNDIDAD	1,0
	A 24 M. DE PROFUNDIDAD	1,4
XS3		1,0

Tabla 4.43

<b>DISTANCIA A LA COSTA</b>	<b>K<sub>hor</sub></b>
0 Km.	1,0
1 Km.	0,6

Tabla 4.44

Respecto de los valores de concentración crítica ( $C_{cr}$ ) en peso de cemento, que despasiva las armaduras, la norma la expresa en función de la relación agua/cemento y del tipo de ambiente.

<b>AGUA/CEMENTO</b>	<b>XS1 - XS2</b>	<b>XS3</b>
< 0,30	0,6%	0,5%
0,30 < a/c < 0,40	0,5%	0,4%
> 0,40	0,4%	0,3%

Tabla 4.45

#### 4.6.5.2.- Modelo del periodo de propagación.

La norma establece un estado límite en el que la máxima degradación admisible está muy limitada. Adopta el criterio de caracterizar el hormigón a través de las propiedades asociadas al periodo de iniciación, y estima unos valores mínimos para el periodo de propagación.

Estos modelos que estiman el periodo de propagación,  $t_p$ , se basan en las tasas de corrosión que provocan la fisuración del hormigón, y han sido desarrollados a partir de la corrosión que provoca una intensidad de corriente electroquímica. También proponen modelos basados en la resistividad del hormigón.

Los modelos con base en la tasa de corrosión son de naturaleza empírica de acuerdo con experiencias nórdicas y lo estima a través de la ley de Faraday:

$$x = 0,0115 I_{corr} \cdot t_p$$

Donde:

x	Reducción del radio de las armaduras (mm.)
$I_{corr}$	Intensidad de la corriente de corrosión ( $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ )
$t_p$	Tiempo de propagación (años)

La reducción del radio de las armaduras por unidad de tiempo es estimado a través de:

$$\frac{x}{t_p} = 11,5 \cdot I_{corr}$$

Donde:

$x/t_p$  viene expresado en ( $\mu\text{m}/\text{año}$ )

La expresión experimental para estimar la reducción del radio que provoca el inicio de la fisuración es:

$$x = 10^{-3} \left( 74,5 + \frac{7,3R}{\phi_0} - 17,4 \cdot f_{ck} \right)$$

Donde:

R	recubrimiento (mm.)
$f_{ck}$	resistencia a compresión, con valores 3 y 4 Mpa, para cloruros
$\phi_0$	diámetro inicial de las armaduras.

La influencia de la corrosión por cloruros:  $\phi_0 - \phi = 10x$

En función de las expresiones anteriores es posible establecer la siguiente ecuación para el cálculo del periodo de propagación.  $t_p$ ,

$$t_p = \frac{k\phi_0}{1,15\alpha I_{corr}}$$

Donde k corresponde a la reducción relativa en porcentaje del radio de las armaduras y está dado por la expresión:

$$k = \frac{0,2}{\phi_0} \left( 74,5 + \frac{7,3R}{\phi_0} - 17,4 \cdot f_{ck} \right)$$

De este modo, es posible calcular los tiempos de propagación, a través de la atribución de valores de  $I_{corr}$ . Estos valores son establecidos en función del nivel de corrosión verificado en las armaduras, se muestra la relación.

INTENSIDAD DE CORRIENTE DE CORROSIÓN ( $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ )	NIVEL DE CORROSIÓN
< 0,1	Despreciable
0,1-0,5	Bajo
0,5-1	Moderado
> 1	Elevado

Tabla 4.46

A su vez la norma asocia los niveles de corrosión con las diferentes clases de exposición.

XS1	XS2	XS3
Moderado	Despreciable	Elevado

Tabla 4.47

A través de las expresiones anteriores, la norma, cuantifica los periodos mínimos de propagación de la corrosión para cada clase de exposición asociada a un estado límite definido por el inicio de la fisuración del hormigón.

Para el caso de cloruros, considerando una clase de fiabilidad RC2, será:

CLASE DE EXPOSICIÓN	PERIODO DE VIDA ÚTIL ( $t_g = 50$ años)	PERIODO DE VIDA ÚTIL ( $t_g = 100$ años)
	Tiempo de propagación $t_p$ (años)	Tiempo de propagación $t_p$ (años)
XS1	0	0
XS2	17	35
XS3	0	0

Tabla 4.48

Después del análisis efectuado de la norma portuguesa LNEC- E-465- 2007, hay que concluir, forzosamente, que presenta una metodología más actualizada, explicada, experimentada y basada en criterios internacionalmente aceptados por una buena parte de los investigadores de nuestro entorno, que la española, que analizaré en el capítulo siguiente.

#### 4.6.6.- ACI 365.1R-00- Service-Life Prediction. Programa Life-365.

James R. Clifton-Presidente de la especificación.

El capítulo 4 de este documento nos proporciona los métodos de predicción de la vida de servicio de las estructuras de hormigón armado. Se ha implementado también, las aportaciones que el programa Life-365, hace a esta especificación.

Mantiene un enfoque tradicional en la línea de los métodos estándar europeos, y propone métodos de cálculos probabilistas para algunos mecanismos de degradación estructural, si bien, aconseja la adecuación de cada método según el interés estructural en cada caso.

Son interesantes las reflexiones que hace el documento sobre las sinergias de los mecanismos de agresión, aunque estudia por separado las distintas agresiones que se pueden presentar y que pueden ser modeladas matemáticamente.

#### **4.6.6.1.- Métodos para predecir la vida útil de nuevas de estructuras de hormigón.**

Los métodos que se vienen utilizando para predecir la vida útil de las estructuras son estimaciones basadas en la experiencia a partir de construcciones similares; pruebas experimentales aceleradas de agresión a los materiales; modelos matemáticos basados en procesos físicos y químicos de los procesos de degradación y la aplicación de las teorías de fiabilidad y concepciones estocásticas, a tales modelos (Clifton y Knab, 1989), si bien estos modelos se examinan por separado, a menudo se pueden dar en combinación.

##### **4.6.6.1.1.- Predicciones basadas en la experiencia y comparación.**

La especificación las considera semi-cuantitativas y se basan en el conocimiento acumulado, pruebas de laboratorio y datos de campo aportados por la experiencia. Este contiene tanto el conocimiento empírico y heurístico; en conjunto, proporcionan la mayor contribución a la base de las normas para las estructuras de hormigón. Se supone que si la estructura de hormigón se hace siguiendo las pautas estándar de la industria y las buenas prácticas constructivas, tendrá la vida que se le requiere.

El planteamiento comparativo se ha utilizado para gran cantidad de estructuras de hormigón. En este enfoque, se supone que si el hormigón ha sido duradero durante un cierto tiempo, un hormigón similar expuesto a un ambiente similar debe tener la misma vida. Un problema es que cada estructura de hormigón tiene una cierta singularidad debido a la variabilidad en los materiales, la geometría, las prácticas constructivas, y la exposición a las cargas y los ambientes. Además, a lo largo de los años, las propiedades de los materiales hormigón han cambiado. Por ejemplo, los cementos portland están más elaborados de lo que eran hace 40 años para lograr una mayor resistencia a edad temprana. Esto se traduce en concreto, con una menor densidad y mayor permeabilidad (Neville 1987). Otro problema con el método de comparación son las diferencias en los microclimas (medio ambiente en la superficie de hormigón), con efectos no previstos en la durabilidad del hormigón. Por el contrario, los avances en química y las adiciones minerales han dado lugar a la elaboración y utilización de hormigón con un mejor rendimiento y durabilidad. Por lo tanto, comparar la durabilidad del hormigón viejo y lo nuevo no es fácil, incluso cuando las condiciones son tan similares como sea posible.

Este enfoque puede dar resultados adecuados para vidas útiles cortas y en ambientes de pequeña agresividad. Este planteamiento se rompe, cuando se hace necesario para predecir la vida útil, requerimientos duraderos durante un tiempo que excede nuestra experiencia, cuando hay gran incertidumbre sobre los ambientes nuevos, o cuando queremos emplear nuevos materiales en las estructuras de hormigón. Analiza, la especificación, varios ejemplos utilizando este método con la conclusión de que las evaluaciones de la experiencia o cualitativa de la durabilidad no forman una base fiable de predicción de vida útil y son sólo estimaciones (Fagerlund 1985).

#### 4.6.6.1.2. - Pruebas aceleradas.

Prueba acelerada ha sido propuesta como un método para predecir la vida útil de varios tipos de materiales de construcción (al Frohnsdorff et al. 1980).

El mecanismo de degradación en el ensayo acelerado debe ser el mismo que el responsable del deterioro en servicio. Si la velocidad de degradación en las pruebas aceleradas, es proporcional a la velocidad de degradación en las pruebas en servicio a largo plazo en las, el factor de aceleración,  $K$ , se puede obtener, a partir de

$$K = R_{AT} / R_{LT}$$

Donde

$R_{AT}$  Es la velocidad de degradación en las pruebas aceleradas, y

$R_{LT}$  Es la velocidad de degradación en las pruebas en servicio a largo plazo.

En caso de no encontrar la proporcionalidad se debe establecer tal relación y en este sentido la especificación indica que, ASTM E 632 ofrece unas recomendaciones para el desarrollo acelerado de las pruebas a corto plazo que pueden obtener los datos para hacer predicciones de servicio y de resolución de los modelos de vida útil. Consta de cuatro partes principales: la definición del problema, las pruebas preliminares, las pruebas y la interpretación y presentación de datos. La aplicación práctica con el hormigón se ha discutido en (Clifton y Knab, 1989).

Una dificultad en el uso de pruebas aceleradas, en la predicción de vida útil, es la falta de datos a largo plazo sobre el desempeño en servicio del hormigón. Pruebas aceleradas, sin embargo, puede proporcionar información sobre la degradación del hormigón, que suelen ser necesarias para resolver los modelos matemáticos de predicción de vida útil.

#### 4.6.6.1.3. - Modelos matemáticos.

Los modelos matemáticos no son mejores que su base conceptual subyacente, por lo que cualquier solución se calculara usando un modelo de incertidumbres relacionado con el modelo, así como los materiales y los parámetros ambientales. Varios modelos han sido desarrollados para predecir la vida útil de las estructuras de hormigón sometido a procesos de degradación, tales como ataque a la corrosión, sulfato, la lixiviación, y los daños de congelación-descongelación (Clifton, 1991). El uso de modelos matemáticos para predecir la vida útil de estructuras de hormigón se ha discutido en (Pommersheim y Clifton, 1985).



## Modelo de la corrosión de las armaduras

La mayoría de los modelos de la corrosión de hormigón armado siguen el mismo planteamiento, y se basan en un modelo que ha sido desarrollado para predecir la vida útil de las armaduras (Tuutti 1982).

El modelo se basa en que la secuencia de la corrosión activa (periodo de propagación) se inicia después de la final de un período de iniciación de la corrosión.

El proceso de corrosión se inicia con la difusión de los iones cloruro a la profundidad del acero, también por carbonatación, al reducir el pH del hormigón en contacto con el acero o por la combinación de los iones cloruro y la carbonatación.

Otras propiedades de transporte distintas a la difusión, no están cubiertas por el modelo. La absorción podría ser otro proceso de transporte importante que también sigue una dependencia de  $t^{1/2}$ , donde t es el tiempo.

La fisuración del hormigón aumenta el coeficiente de difusión y capacidad de absorción del hormigón, lo que acelera la corrosión.

En lo que sigue, sólo se estudia el efecto de los iones de cloruro, en el periodo de iniciación. La duración del período de iniciación es, en gran medida, controlada por la velocidad de difusión de los iones de cloruro en el hormigón y por la concentración umbral para el proceso. El proceso de difusión unidimensional sigue la segunda ley de Fick.

$$\partial c_f / \partial t = D \partial^2 c_f / \partial x^2$$

Donde:

D	Coeficiente de difusión;
x	Distancia a la superficie del hormigón;
t	Tiempo.

Debido a que los iones de cloro reaccionan con el aluminato tricálcico del cemento portland, la concentración tiene dos tipos de concentración iónica - concentración de los iones cloruro vinculados ( $c_b$ ) y la concentración de iones libres ( $c_f$ ), relacionados a través de R

$$c_b = R \cdot c_f$$

Debido a que, o la carbonatación o los iones sulfato pueden liberar los iones cloruro vinculados, R es por lo general de debe suponer igual a 0.

Según el modelo de Tuutti, la velocidad de corrosión en el periodo de propagación es controlada por la velocidad de difusión de oxígeno hacia el cátodo, la resistividad de la solución de los poros, y la temperatura.

El período de iniciación es generalmente, mucho mayor que el periodo de propagación. La especificación presenta un ejemplo de un puente en el que el periodo de iniciación se ha estimado en más de cinco veces que el periodo de propagación (Tuutti 1982). Por lo que, un

criterio conservador es considerar la estimación de la vida de servicio solo teniendo en cuenta el periodo de iniciación.

Si por el contrario, el hormigón está continuamente saturado de agua, el modelo predice que los procesos de corrosión activa es el periodo de propagación, debido a la tasa de difusión tan baja de oxígeno en el agua. Un modelo conceptualmente similar pero más complejo, predice que el hormigón armado sumergido en agua de mar puede ser afectado por la corrosión durante miles de años debido a la ausencia o bajo nivel de oxígeno. (Bažant 1979, 1979a).

El plazo para iniciar la corrosión de un elemento de hormigón armado se determina de la siguiente manera:  $C_0$  es la concentración de iones de cloruro en la cara externa del hormigón, y  $C_i$  es la concentración a la profundidad de la armadura, que se supone que es inicialmente 0. El periodo de iniciación se completa cuando  $C_i = C_t$ , concentración umbral para iniciar la corrosión del acero. La solución general es la ecuación siguiente, para un elemento de hormigón armado en condiciones ambientales constantes:

$$\frac{C}{C_0}(Z, t) = \sum_{n=0}^{\infty} (-1)^n \left[ \operatorname{erfc} \left( \frac{(2n+1) - y}{2\sqrt{r}} \right) + \operatorname{erfc} \left( \frac{(2n+1) + y}{2\sqrt{r}} \right) \right]$$

Donde

erfc	Complemento de la función de error
y	$(L-x) / L$ ;
r	$Dt/L^2$ ;
t	Tiempo;
n	Solución general, la suma de todos los términos posibles;
D	Coefficiente de difusión;
x	Profundidad efectiva del recubrimiento de hormigón (espesor sin fisuras), y
L	Espesor del elemento de hormigón.

Los términos de orden superior a  $n=0$ , tienen una contribución insignificante a la suma, lo que reduce la ecuación a:

$$\frac{C}{C_0} = \operatorname{erfc} \left( \frac{1-y}{2\sqrt{r}} \right)$$

El modelo se resolvió para el caso en que,  $C_t$ , umbral de concentración de iones de cloruro de 0,4% (en la masa del cemento), la concentración de cloruro en la superficie del hormigón  $C_0$  de 0,7% (en la masa de cemento),  $x = 50$  mm,  $L = 300$  mm, y  $C_i = 0$  en  $t = 0$ .

Los resultados para las diferentes profundidades del recubrimiento en el hormigón y los coeficientes de difusión de iones de cloruro se presentan en la Tabla siguiente de la especificación.

Recubrimiento mm	Coeficiente de difusión de iones cloruro D, m <sup>3</sup> /s (*)		
	5x 10 <sup>-11</sup>	5x10 <sup>-12</sup>	5x10 <sup>-13</sup>
	Tiempo, años		
25	0.56	5.6	56
50	2.3	23.0	230
75	5.0	50.0	500
100	9.0	90.0	900

(\*) Basada en el ajuste  $C_t/C_0=0.55$ , con  $C_t=0.4\%$  (por peso de cemento) y  $L=300\text{mm}$ .

Tabla 4.49 Efecto del recubrimiento y del coeficiente de difusión al inicio de la corrosión del hormigón armado

Los resultados muestran que el efecto del recubrimiento es proporcional a  $x^2$ . Por ejemplo, el aumento de  $x$  de 25-100 mm aumenta la vida útil por un factor de  $(100/25)^2$  o 16. El modelo también predice que una disminución de 10 veces el coeficiente de difusión supone un aumento de 10 veces en la vida útil prevista. Las estimaciones en laboratorio de los coeficientes de difusión son demasiado conservadoras para estimaciones precisas de la vida de hormigón armado. (está considerando el D constante en el tiempo, Collepardi).

Especifica que, diferentes soluciones a la segunda ley de Fick se han desarrollado para evaluar las condiciones concretas del medio ambiente variando con el tiempo (Amey et al. 1998). En tales casos, la superficie concentración de cloruro también cambia con el tiempo.

Para obtener una relación que permita una superficie de acumulación de cloruros, se debe de utilizar el cambio de condiciones de contorno. No se tienen suficientes datos por lo que la función  $\Phi(t)$  debe ser asignada por una condición lineal o exponencial, para representar la acumulación superficial en el tiempo. Para el caso de que  $\Phi(t) = kt$ , donde  $k$  es una constante bajo una condición lineal para la acumulación superficial, por lo que la solución se puede plantear:

$$C(x,t) = k.t. \left[ \left( 1 + \frac{x^2}{2D.t} \right) \operatorname{erfc} \left( \frac{x}{2\sqrt{D.t}} \right) - \left( \frac{x}{\sqrt{\pi D.t}} \right) e^{-x^2/4D.t} \right]$$

Para el caso de que  $\Phi(t) = kt^{1/2}$ , donde  $k$  es una constante bajo la condición de raíz cuadrada, debe ser utilizada la siguiente solución simplificada:

$$C(x,t) = k\sqrt{t} \cdot \left[ e^{-x^2/4D.t} - \left( \frac{x\sqrt{\pi}}{2\sqrt{D.t}} \operatorname{erfc} \left( \frac{x}{2\sqrt{D.t}} \right) \right) \right]$$

La especificación indica que, información adicional sobre estos modelos puede ser obtenida en Vesikari (1988), que describe no modelos mecanicistas empíricamente ajustados a los datos de estudios de campo y de laboratorio.

Estos modelos son útiles para identificar los factores que controlan la vida útil del hormigón armado cuando la corrosión sea un proceso de degradación importante. Se resuelven utilizando coeficientes derivados empíricamente, de la calidad del hormigón, los entornos ambientales, y la intensidad de corrosión activa. Los efectos de los diferentes tipos de cementos y resistencia a la compresión del hormigón son considerados, para la corrosión, por un coeficiente de calidad del hormigón.

La fiabilidad de estos modelos debe calibrarse cuando se prevean otros hormigones y entornos. En este sentido la especificación recomienda como métodos de cálculo, modelos probabilísticos (Engelund 1977).

#### **4.6.6.1.4. - Modelos Estocásticos.**

El uso de conceptos estocásticos en hacer predicciones de vida útil de los materiales de construcción ha sido explorado por varios investigadores (Sentler 1984, Martin 1985). Modelos de servicio de la vida útil, utilizando métodos estocásticos, se basan en la premisa de que la vida útil de servicio no puede preverse con precisión (Siemes et al. 1985). Un gran número de factores que afectan la vida útil del hormigón, y sus interacciones no son bien conocidos. Estos factores incluyen el grado de cumplimiento de las especificaciones del diseño, la variabilidad en las propiedades del hormigón endurecido, la aleatoriedad del medio ambiente en el servicio, y la respuesta del material respecto del microclima.

Dos enfoques estocásticos proporcionan la especificación, el método de la fiabilidad y la combinación de modelos estadísticos y deterministas.

##### **4.6.6.1.4.1. - Métodos de fiabilidad.**

El método combina, los principios de la fiabilidad sobre pruebas de degradación acelerada con los conceptos probabilísticos en la predicción de vida útil. Este método ha sido discutido por muchos autores, la especificación recoge (Martin 1989), aplicado a los recubrimientos y materiales para cubiertas. La aplicación del método se realiza considerando un hormigón sometidos a una prueba de laboratorio hipotética de durabilidad.

Como es típico en cualquier material de ingeniería, muestras de hormigones supuestamente idénticas, expuestas a las mismas condiciones, durante procesos temporales concretos proporcionan distintas probabilidades de fallo. El método de fiabilidad ha de tener en cuenta las distribuciones de las variables básicas para la predicción de la probabilidad de fallo.

Al acelerar la degradación del material, se pueden obtener las funciones de la probabilidad fallo, como se muestra en la figura 4.2 de la especificación, utilizando la premisa de que la variabilidad de los datos,  $t_i$ , siguen una distribución Weibull. Se requieren múltiples pruebas para obtener la distribución. Estos diagramas se pueden presentar como diagramas de probabilidades de fallo en el tiempo (P-S-T), para una probabilidad de fallo

determinada, por ejemplo en la figura 4.3 de la especificación se muestra para una probabilidad de fallo de un 10% , los tiempos en los que se producen los daños o stress.



Figura 4.19 Probabilidad de fallo con diferentes niveles de tensión

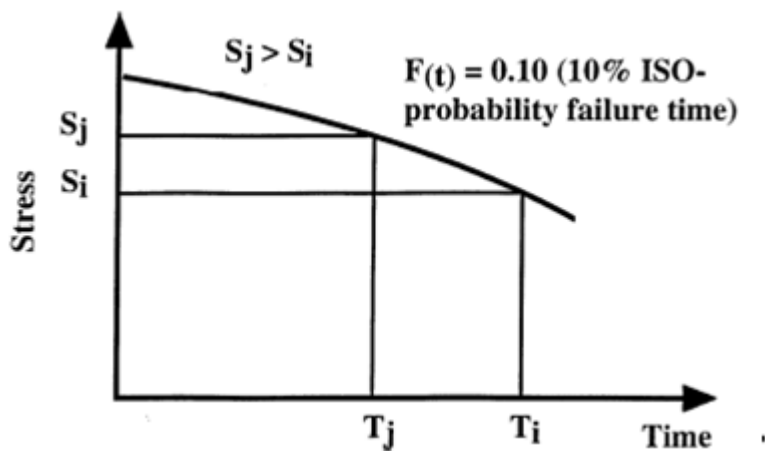


Figura 4.20 Probabilidad de fallo, diagrama tensión-fallo (P-S-T) mostrando la curva de probabilidad de fallo del 10% (Martin 1985)

#### 4.6.6.1.4.2.- Combinación de modelos estadísticos y deterministas

A menudo, los modelos estadísticos se combinan con modelos deterministas. Por ejemplo, la vida útil media de los edificios ha sido predicha mediante el uso de valores medios (Siemes et al. 1985). La desviación estándar de la vida útil en servicio se puede calcular utilizando la expresión:

$$\sigma^2(t_1) = \sum_{j=1}^n \left[ \frac{\partial t_1}{\partial x_j} \cdot (x_j) \right]^2$$

Donde

- $\sigma(t_1)$  Desviación estándar de la vida útil;
- $\partial t_1 / \partial x_i$  Derivada parcial de la  $t_1$  con respecto a  $x_i$ , y
- $n$  Número de variables.

Las derivadas parciales,  $\partial t_1 / \partial x_i$ , se calcula para la media de los valores de las variables estocásticas.

En este enfoque, se supone que las variables  $x_i$  son independientes.

En vez de distribuciones normales, se recomiendan para representar las distribuciones de vida útil las distribuciones log-normal (Siemes et al. 1985).

#### 4.6.6.2.- Predicción de la vida útil residual.

Inicialmente, los métodos para predecir la vida útil residual, de las actuales estructuras de hormigón son básicamente los mismos que para las nuevas estructuras, las estructuras existentes puede tener el beneficio de información adicional (por ejemplo, datos de las propiedades de los materiales y del medio ambiente). En general los métodos para predecir la vida útil residual o remanente de las estructuras hormigón suelen implicar los siguientes procedimientos: determinación de las condiciones del hormigón, identificación de las acciones de degradación del hormigón, determinación de la condición que constituya el final de la vida de servicio del hormigón, y extrapolación del tiempo, desde el estado actual del hormigón al estado final de su vida de servicio.

##### 4.6.6.2.1.- Fallo debido a la corrosión por cloruros.

La especificación explica que la mayoría de los trabajos tratados en la predicción de vida residual de servicio de estructuras de hormigón armado que se han ocupado de la corrosión en el hormigón, proponen dos enfoques de predicción: uno un modelo de aproximación para la etapa de iniciación y otro de medida de la corrosión, que tiene que ver con la etapa de propagación.

### Modelo aproximación.

El modelado está definido por Browne (1980). Se utiliza un modelo de difusión de iones cloruro explicado con anterioridad.

El modelo sólo tiene en cuenta el periodo de iniciación. Los siguientes pasos ayudan a hacer predicciones sobre la vida de servicio residual:

- Las muestras se obtienen a partir de la estructura de hormigón, a diferentes profundidades respecto de la superficie hormigón y se determina el contenido de cloruro.
- Utiliza la siguiente ecuación para obtener valores de  $C_0$  y  $D_{Cl}$

$$C(x,t) = C_0 \left[ 1 - \operatorname{erf} \left( x / 2 (D_{Cl} t)^{1/2} \right) \right]$$

Donde

$C(x, t)$  Concentración de cloruro en la profundidad de  $x$  después de un tiempo  $t$ , para una concentración de cloruro de  $C_0$  constante en la superficie;  
 $D_{Cl}$  Coeficiente de difusión de iones cloruro, y  
 $\operatorname{erf}$ . Función de error.

- Una vez obtenidos los valores de  $C_0$  y  $D_{Cl}$  se obtienen la concentración de iones de cloruro a cualquier distancia de la superficie, en un tiempo dado, y para una concentración umbral de cloruros de 0,4% en peso de cemento, se estima:
- El tiempo restante para alcanzar la vida útil residual.

### Medidas de la corrosión.

La especificación americana, propone las referencias de Rodríguez y Andrade (1990) y Andrade et al. (1989, 1990) como modelo para estimar la vida útil residual en la etapa de propagación. El modelo utiliza el concepto de corriente de corrosión para valorar el tiempo en el que se produce un daño concreto.

La densidad de corriente de corrosión se utiliza para relacionarla con la reducción en el diámetro del acero.

$$\theta(t) = \theta_i - 0.023 * i_{corr} * t$$

Donde

$\theta(t)$  Diámetro del acero de refuerzo en el tiempo  $t$ , mm;  
 $\theta_i$  Diámetro inicial de la armadura de acero, mm;  
 $i_{corr}$  Velocidad de corrosión ( $\mu A/cm^2$ );  
 $t$  Tiempo después del inicio del periodo de propagación, años, y  
 0,023 Factor de conversión de  $\mu A/cm^2$  en mm / año.

Sobre la base de experiencias combinadas, de laboratorio, exposición al aire libre y estudios de campo, Clear (1989) sugirió el uso de las siguientes relaciones (que suponen constante la tasa de corrosión en el tiempo), entre  $i_{corr}$  tasa de corrosión y vida útil restante de servicio:

- $i_{\text{corr}}$  menos de  $0,5 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ -no se esperan daños de corrosión;
- $i_{\text{corr}}$  entre  $0,5$  y  $2,7 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ - daños por corrosión posibles en el rango de 10 a 15 años;
- $i_{\text{corr}}$  entre  $2,7$  y  $27 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ - daños por corrosión entre 2 a 10 años, y
- $i_{\text{corr}}$  más de  $27 \mu\text{A}/\text{cm}^2$  - los daños por corrosión son esperables, en menos de 2 años

#### 4.6.6.3.- Predicciones basadas en extrapolaciones.

La especificación nos indica que, la vida útil residual de una estructura o un elemento estructural de hormigón, se puede determinar por extrapolación del estado actual, teniendo en cuenta las reparaciones necesarias. El problema consiste en adecuar la extrapolación a partir de las condiciones observadas un una inspección.

Clifton, 1990, presenta proceso para la extrapolación.

El grado de deterioro del hormigón depende, del medio ambiente, la geometría del elemento, las propiedades del hormigón, los procesos específicos de degradación y la concentración del producto agresor. Para la estimación del tiempo, se ha de tener presente estos factores como constantes y se representa por una función  $k_d$  (Pommersheim y Clifton, 1990),  $t_y$ , tiempo en la generación  $k_d$

Por lo que la cantidad de degradación del elemento estructural puede ser representado por:

$$A_d = k_d t_y^n$$

Donde

$A_d$  Cantidad de deterioro acumulativo en el tiempo  $t_y$ , (años), y  
 $n$  Orden del tiempo.

Ha de tenerse en cuenta que si  $n = 0$ , no hay degradación. Si un periodo de iniciación ya se ha producido y su duración es conocida, entonces el lado derecho de la ecuación sería:  $k_d (t_y - a)^n$ , siendo "a", la duración del período de iniciación.

La tasa global de degradación,  $R_d$  se expresa:

$$R_d = n k_d t_y^{n-1}$$

La ecuación indica que cuando  $n < 1$ , la tasa de degradación disminuye con el tiempo, cuando  $n = 1$ , la tasa es constante, y cuando  $n > 1$ , la tasa aumenta con el tiempo.

En base a estos conceptos el tiempo residual de degradación se puede estimar por:

$$t_{yf} = \left( \frac{R_d}{k_d} \right)^{1/n}$$

Destacar que la especificación nos referencia que, El valor de  $n$  depende del proceso que controla la velocidad de la corrosión. Puede ser obtenido por un análisis teórico de los procesos de control de velocidad, por modelos matemáticos de los procesos de



degradación, o empíricamente a partir de pruebas de degradación acelerada (Clifton, 1991; Clifton y Pommersheim 1994). Los valores de n para los procesos de degradación comunes están disponibles (Clifton y Pommersheim 1991). Ejemplos del uso de para esta aproximación para el tiempo para la predicción de vida restante, también están disponibles (Clifton, 1991; Clifton y Pommersheim 1994).

Nota:

La especificación proporciona en el capítulo 6, siete ejemplos en los que desarrolla los procedimientos hasta aquí explicados.

#### 4.6.7.- Model Code for Service Life Design. fib- Boletín 34.

La especificación describe las bases del diseño en el capítulo 2 y la verificación del estado límite para el diseño de la vida útil en el capítulo 3. Además en el anejo B, presenta los métodos probabilísticos explícitos para los modelos agresivos, en concreto para la corrosión por cloruros.

##### 4.6.7.1.- Verificación probabilista. Estado Límite despasivación.

La función de estado límite siguientes necesidades que debe satisfacer:

$$p\{ \} = p_{dep.} = p\{ C_{crit.} - C(a, t_{sd}) < 0 \} < p_0$$

$p\{ \}$	Probabilidad de que ocurra la despasivación
$C_{crit.}$	Contenido crítico de cloruro [% en peso de cemento]
$C(a, t_{sd})$	Contenido de cloruro en profundidad y un tiempo t [% en peso de cemento]
a	Recubrimiento [mm]
$t_{sd}$	Diseño de la vida útil [años]
$P_0$	Objetivo de probabilidad de fallo

##### Modelo para el diseño para la etapa de iniciación.

El diseño probabilístico para el modelado de la introducción del cloruro en el hormigón sin fisuras, se ha desarrollado dentro del proyecto de investigación DuraCrete, ligeramente revisado por el proyecto de investigación DARTS, proyectos financiados por la Unión Europea. Se basan en la ecuación de estado límite siguiente:

$$C_{crit} = C(x = a, t) = C_0 + (C_{S,\Delta x} - C_0) \left[ 1 - erf \frac{a - \Delta x}{2\sqrt{D_{app,C} t}} \right]$$

$C_{crit}$	Contenido crítico de cloruros [% en peso cemento]
$C_{(x,t)}$	Contenido de cloruros en el hormigón a una profundidad x (superficie de la estructura: x = 0 m) y en el tiempo t [% en peso de cemento]
$C_0$	Contenido de cloruros inicial del hormigón [% en peso de cemento]

$C_{s,\Delta x}$	Contenido de cloruro en un $\Delta x$ de profundidad y un tiempo $t$ [% en peso de cemento]
$x$	Profundidad con un contenido de cloruros correspondientes $C(x, t)$ [mm]
$a$	Recubrimiento [mm]
$\Delta x$	Profundidad de la zona de convección (capa de hormigón, en la que el proceso de penetración de cloruros se diferencia de la 2ª ley de Fick) [mm],
$D_{app,c}$	Coefficiente aparente de difusión de cloruros en el hormigón [mm/año],
$t$	Tiempo [años]
$erf$	Función de error de Gauss.

La 2ª ley de Fick para la difusión fue propuesta por primera vez, para su aplicación a las estructuras expuestas a cloruros por el M. Collepardi en 1970.

El modelo se basa en la 2ª ley de Fick para la difusión, teniendo en cuenta que el transporte de cloruros en el hormigón es controlado adecuadamente por difusión. A menudo, la superficie está expuesta a cambios frecuentes de humedades y posterior evaporación. Esta zona se suele denominar como la "zona de convección". Los mecanismos de transporte en esta zona de convección no ajustan adecuadamente la penetración de cloruros.

Para describir la penetración de cloruros utilizando la 2ª ley de Fick de la difusión, los datos de la zona de convección, que pueden diferir considerablemente del comportamiento de difusión ideal, se altera la 2ª ley de Fick y se aplica a partir de una profundidad  $\Delta x$  con una concentración de  $C_{s,\Delta x}$ .

El coeficiente aparente de difusión de cloruros del hormigón se puede determinar por medio de la ecuación:

$$D_{app,C} = k_e \cdot D_{RCM,0} \cdot k_t \cdot A(t)$$

Siendo:

$k_e$  Variable de transferencia del medio ambiente [-],

$$k_e = \exp\left(b_e \left(\frac{1}{T_{ret}} - \frac{1}{T_{real}}\right)\right)$$

$b_e$  Regresión de la variable (K)

$T_{ref}$  Temperatura de referencia.

$T_{real}$  Temperatura del elemento estructural o del ambiente

$D_{RCM,0}$  Coeficiente de migración del cloruro

$k_t$  Parámetro de transferencia

$A(t)$  Subfunción de "envejecimiento del hormigón"

$$A(t) = \left(\frac{t_0}{t}\right)^a$$

$a$  Exponente del envejecimiento

$t_0$  Punto de referencia en el tiempo

En general el  $D_{app,c}$  se determina mediante el método de perfiles de cloruros, desde el inicio de la exposición al momento de la inspección en caso de estructuras existentes, en el caso de estructuras nuevas no es posible determinarlo de esta forma y por tanto se recurre al coeficiente de migración que proporciona resultados de forma muy rápida. En este sentido, la especificación analizada indica que han calibrado el método de migración con muchos perfiles de cloruros y en diversas situaciones y materiales.

Entre los distintos modelos para la determinación del coeficiente de migración rápida de cloruros han comprobado que el que mejores resultados presentaba era la norma NT BUILD 492: 1999, que se adjunta como anejo en este capítulo.

El coeficiente  $D_{RCM,0}$ , es una variable de distribución normal con valor medio  $m$  y desviación estándar  $s$  de acuerdo con :

$s = 0.2 \cdot m$

$s$  Desviación estándar de  $D_{RCM,0}$

$m$  Valor medio de  $D_{RCM,0}$

Si no hay datos disponibles, los datos de la literatura se pueden utilizar como orientación los de la siguiente tabla.

Tipo de Cemento	Relación a/c					
	0,35	0,40	0,45	0,50	0,55	0,60
CEM I	-	$8,9 \cdot 10^{-12}$	$10 \cdot 10^{-12}$	$15,8 \cdot 10^{-12}$	$19,7 \cdot 10^{-12}$	$25 \cdot 10^{-12}$
CEM I +FA(k=0,5)	-	$5,6 \cdot 10^{-12}$	$6,9 \cdot 10^{-12}$	$9 \cdot 10^{-12}$	$10,9 \cdot 10^{-12}$	$14,9 \cdot 10^{-12}$
CEM I +SF(K=2,0)	$4,4 \cdot 10^{-12}$	$4,8 \cdot 10^{-12}$	-	-	$5,3 \cdot 10^{-12}$	-
CEM III	-	$1,4 \cdot 10^{-12}$	$1,9 \cdot 10^{-12}$	$2,8 \cdot 10^{-12}$	$3,0 \cdot 10^{-12}$	$3,4 \cdot 10^{-12}$

FA. Cenizas volantes, SF. humo de sílice, k. factor de eficacia.

Tabla 4.50. Valores iniciales de  $D_{RCM,0}$  en  $m^2/s$

Nota: Coinciden con los valores que presenta el anejo 9º de EHE-08.

### Quantificación de "a", "k<sub>t</sub>" y "t<sub>0</sub>"

El parámetro a (factor de envejecimiento o edad), es fundamental en la aproximación al coeficiente de difusión y depende, fundamentalmente del tipo de cemento y de la relación a/c, la especificación nos presenta unos valores para la zona de salpicaduras aunque puede ser extrapolable a cualquier zona estando del lado de la seguridad.

Hormigón	"a" exponente de edad
Cemento Portland CEM I ; $0,40 < a/c < 0,60$	Beta $m=0,3, s=0,12$
Cemento Portland con cenizas volantes $K=0,5$ ; I ; $0,40 < a/c < 0,62$	Beta $m=0,6, s=0,15$
Cemento con Huma de sílice CEM III />B; $0,40 < a/c < 0,60$	Beta $m=0,45, s=0,20$

Distribución beta, m valor medio, s desviación estándar

Tabla 4.51

La cuantificación de la variable  $k_t$  la sitúan como constante de valor 1, y la variable de tiempo inicial  $t_0$ , se sitúa a la edad de 28 días.

**La variable de transferencia del medio ambiente  $k_e$**

Se ha introducido para tener en cuenta las variaciones de temperatura en el proceso de difusión de cloruros.

En este sentido la especificación toma como temperatura de referencia  $293^\circ \text{K}$  ( $20^\circ \text{C}$ ) y los valores del coeficiente  $b_e$  (variable de regresión), entre 3500 y 5500, propone una distribución normal de media  $m= 4800$  y desviación estándar  $s=700$

**Contenido inicial de cloruros  $C_0$ .**

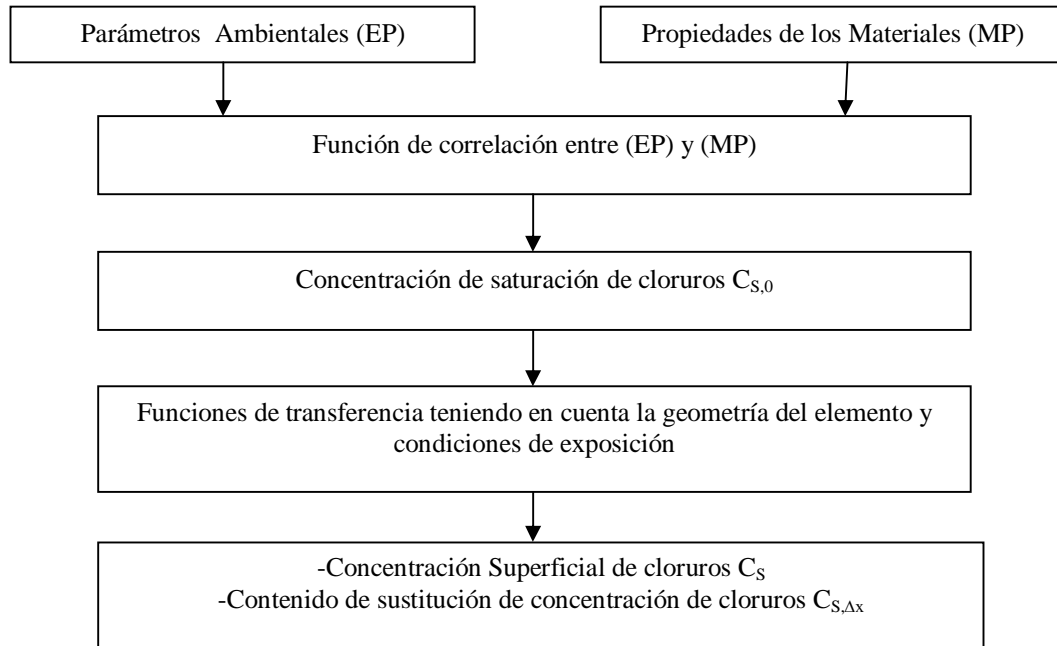
La especificación no cuantifica sobre el contenido inicial de cloruros que indica que pueden estar en los materiales constitutivos del hormigón y por tanto tienen carácter constante y uniforme.

**Contenido superficial de cloruros de sustitución.  $C_{s\Delta x}$**

El contenido superficial de cloruros  $C_s$ , así como el contenido sustituto de concentración de cloruros  $C_{s\Delta x}$ , son variables que dependen de las propiedades de los materiales, de las condiciones geométricas y del medio ambiente.

Las propiedades de los materiales (MP), que han de ser tenidas en cuenta son principalmente el tipo de cemento y su dosificación. Respecto del impacto ambiental (EP), además de la geometría del elemento estructural, sería la concentración equivalente de cloruros y la distancia a la fuente de cloruros.

Todas las variables indicadas anteriormente tienen una incidencia directa sobre la concentración superficial  $C_s$ , y sobre el contenido sustituto de la concentración superficial  $C_{s\Delta x}$ . La información se ilustra en el siguiente diagrama.



#### Potencial de cloruros, contenido equivalente $C_{eqv}$

El impacto potencial de cloruro depende de la fuente de cloro. Para estructuras marinas o costeras el  $C_{eqv}$  es el contenido natural de cloro en el agua de mar.

$$C_{eqv} = C_{0,M} \text{ (contenido de cloro del agua del mar (g/l))}$$

La concentración de cloro en agua contaminada por las sales del deshielo  $C_{0,R}$  presenta una variación mucho mayor que el agua del mar. Una cuantificación adecuada de  $C_{eqv}$ , resulta compleja y la especificación lo hace a través de la ecuación siguiente:

$$C_{eqv} = C_{0,R} = n \cdot C_{R,i} / h_{S,i}$$

- n número de veces al año que se usan las sales de deshielo
- $C_{R,i}$  cantidad media de difusión de cloruro por cada uso ( $g/m^2$ )
- $h_{S,i}$  cantidad de agua de lluvia o nieve derretida en el periodo de difusión ( $l/m^2$ )

#### Concentración de saturación de cloruros $C_{S,0}$ .

Una vez determinadas las variables anteriores, se puede obtener la concentración de saturación de cloruro.

La figura 4.21. muestra la correlación entre  $C_{S0}$  y  $C_{eqv}$  para un hormigón de cemento Portland ( $300 \text{ kg/m}^3$ ,  $a/c = 0,50$ ). Para  $C_{eqv} = 30 \text{ (g/l)}$ , la saturación de cloruro,  $C_{S0}$  se determinó que era  $C_{S0} = 2,78\%$  en peso de cemento.

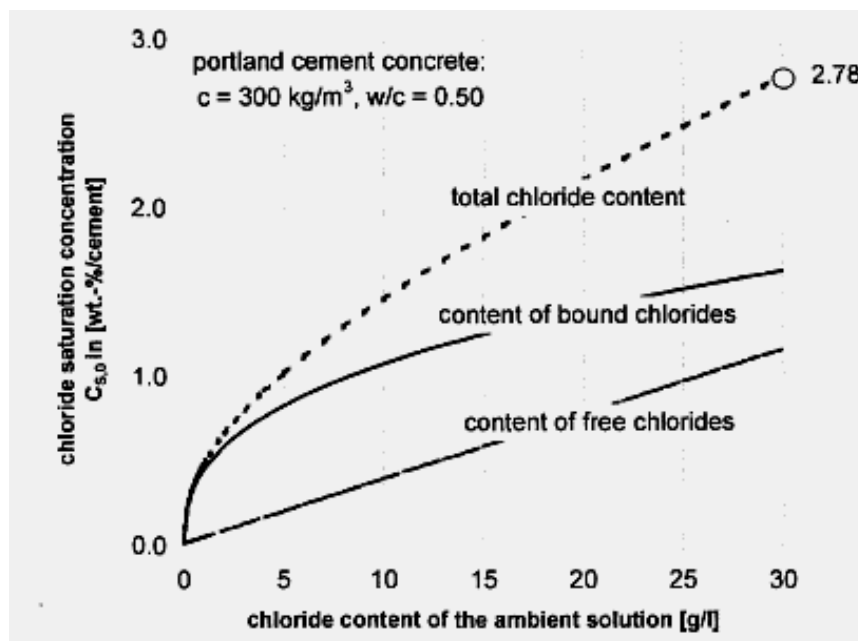


Figura 4.21. Concentración de cloruro  $C_{s,0}$  en relación con  $C_{eq}$  para un hormigón de cemento Portland

En base a esta concentración de saturación se puede determinar la concentración superficial de cloruros  $C_s$ , suponiéndola constante en el tiempo.

En el caso de ambientes donde exista variación en la concentración de cloruros, se debería hacer una consideración de concentración superficial variable en el tiempo.

### Función $\Delta x$

Si la exposición al cloruro, de los elementos estructurales, se hace de forma intermitente, se produce una capa  $\Delta x$ , donde el mecanismo de penetración de cloruros no es la difusión sino la succión capilar, alterando por tanto el perfil de penetración de cloruros. En comparación con la difusión la acción capilar produce una rápida penetración de cloruros hasta una profundidad  $\Delta x$ .

El valor  $\Delta x$ , puede ser considerado a través de una función de distribución beta con un valor medio, 5mm.  $\langle \Delta x \rangle < 10$  mm.

Para distancias de más de 15 m. de la carrera de mareas el valor de  $\Delta x$ , puede considerarse cero. Lo mismo ocurre en el caso de elementos totalmente y permanentemente sumergidos.

Como resumen y en general para las condiciones de exposición de carrera de mareas y zona de salpicadura, la especificación recomienda una función beta de media 8,9 mm. y desviación estándar 5,6 mm. En otras condiciones se puede considerar cero.

### Contenido superficial de cloruro ( $C_s$ ) y Contenido sustituto de concentración de cloruros ( $C_{s\Delta x}$ ).

Se ha verificado que los contenidos de cloruros aumentan al disminuir la distancia al origen de cloruros, esto se ha verificado frente a distancias horizontales como verticales.

La especificación considera estas variables como constantes en el tiempo y propone, con base empírica la siguiente expresión para determinar el contenido máximo de cloruros  $C_{max}$  en peso de hormigón.

$$C_{max}(x_a, x_h) = 0,465 - 0,051 \cdot \ln(x_a + 1) - (0,00065 \cdot (x_a + 1)^{-0,185}) \cdot x_h$$

- Ubicación en áreas urbanas y rurales en Alemania
- hormigón: CEM I , a/c=0,45 hasta a/c=0,60
- $x_a$ : distancia horizontal.
- $x_h$ : distancia vertical.

La especificación propone una distribución normal para la cuantificación de  $C_s$  con las siguientes características  $s=0,75m$

s                      desviación estándar  
m                      valor medio

En caso de elementos sumergidos se utiliza la concentración de saturación.  $C_{s0}$

#### Contenido Crítico de Cloruros. $C_{cri}$

En el contexto de la especificación se define el contenido crítico de cloruros como: El contenido de cloruros totales que produce la despasivación del acero y da inicio a la corrosión, con independencia de la visibilidad de los daños en la superficie del elemento estructural.

El límite inferior del valor crítico lo cuantifica como 0,20% en peso de cemento, un valor medio se puede establecer en 0,60% en peso de cemento. La especificación recomienda la consideración de una distribución beta con los siguientes valores:

- media =0,60% en peso de cemento
- desviación estándar =0,15% en peso de cemento
- mínimo valor= 0,2% en peso de cemento
- máximo valor=2.0% en peso de cemento

Está claro que este valor es recomendado para el acero normal ordinario en edificación en el caso de aceros especiales, por ejemplo aceros inoxidable los valores críticos serían mucho más elevados.

#### **4.6.7.2.- Verificación probabilista. Estado Límite de fisuración, desprendimiento y colapso.**

Corresponden estas verificaciones con la definición límite de un cierto estado de deterioro. La especificación no llega a determinar totalmente estas cuestiones y simplemente las enuncia y propone métodos a través de comités de expertos (Oráculo de Delfos).

Propone, como es lógico, un aumento de la fiabilidad a medida de que aumentan los daños. Dividiendo la etapa de propagación en tres partes: fisuración, desprendimiento y colapso, se puede ver en la figura 4.22.



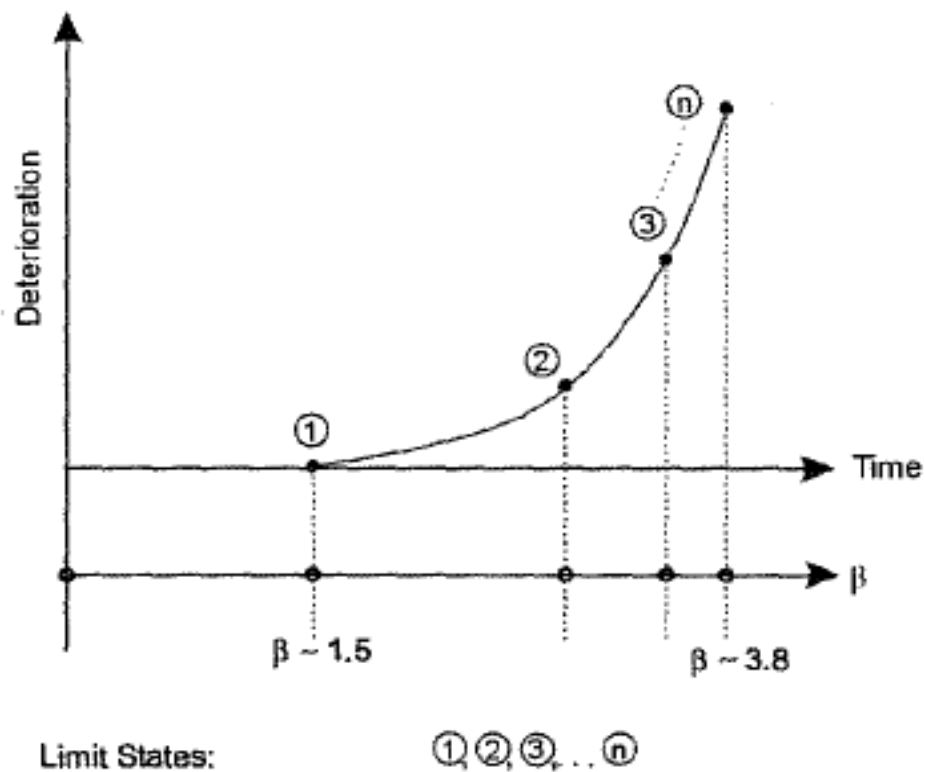
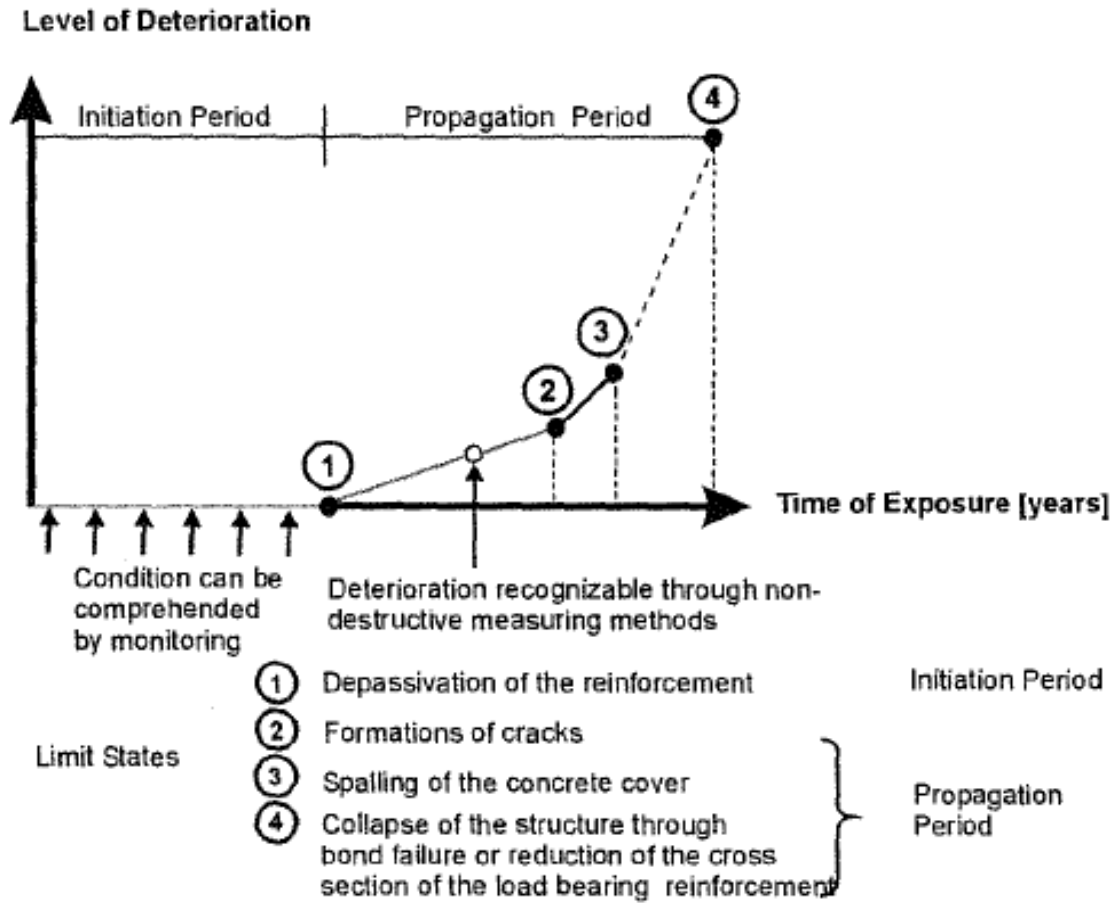


Figura 4.22. Gestión de la fiabilidad a través de los estados límite SLS o SLU

La especificación propone un anejo R en donde discute estos conceptos.

Ejemplifica el proceso para un estado límite de fisuración, punto -2- de la figura anterior, estableciendo la necesidad de satisfacer:

$$P\{ \} = P_{crack} = P\{ \Delta r_{(R)} - \Delta r_{(S)}(t_{SL}) < 0 \} < p_0$$

$P\{ \}$	Probabilidad de que la fisuración se produzca.
$\Delta r_{(R)}$	Máximo aumento de los productos de la corrosión que pueden ser acomodados por el hormigón sin formación de grietas en la superficie de hormigón [ $\mu\text{m}$ ]
$\Delta r_{(s)}(t_{SL})$	Aumento del radio de la barra de refuerzo debido a la corrosión de las armaduras [ $\mu\text{m}$ ]
$t_{SL}$	Vida útil de diseño en años.
$P_0$	La probabilidad objetivo.

Un enfoque de diseño alternativo es:

$$P\{ \} = P_{crack} = P\{ t_{SL} - t_{ini} - t_{prop} < 0 \} < p_0$$

$t_{ini}$	Periodo de iniciación [años]
$t_{prop}$	Periodo de propagación [años]

Las variables  $\Delta r_{(R)}$  y  $\Delta r_{(s)}(t_{SL})$  o las  $t_{ini}$  y  $t_{prop}$  deben ser cuantificados en un enfoque probabilístico explícito.

La cuantificación de estas variables no es sencillo, la especificación nos alerta de que el entorno micro, por ejemplo, puede hacer variar el estado de corrosión en distintas zonas del mismo elemento superficial. El efecto macro-celda, puede provocar grandes tasas de corrosión en zonas con menor severidad climática etc.

La mayoría de los modelos para cuantificar las variables anteriores, se basan a menudo, en modelos empíricos correlacionados con muy pocos datos o datos de poca calidad, por lo que no se debe esperar unos resultados rigurosos. La especificación recoge los estudios del grupo de trabajo TG 5.6 que intentan dar una explicación global a toda la etapa de propagación, aunque hasta el momento es la parte más compleja para estimar la vida útil de las estructuras. Una simplificación ya mencionada, para el caso de corrosión por cloruros, es considerar como vida útil la parte correspondiente a la etapa de despasivación aceptando valores de coeficientes de fiabilidad ( $\beta$ ), entre 0,8 y 1,3 como en otras partes de esta tesis se ha expuesto por parte de otros autores, lo que proporciona probabilidades de fallo de 20% y el 10% respectivamente.

# **CAPITULO -5°**

**Caracterización estadística de las variables intervinientes en la corrosión de las armaduras por cloruros.**



## 5.1.- Introducción

Si bien el número de modelos existentes en la bibliografía sobre el ingreso de cloruros en el hormigón, es abundante. En lo que se refiere a los modelos probabilistas del período de iniciación de la corrosión por cloruros en el hormigón, la existencia de datos en la bibliografía es mucho más escasa, muy relacionada con modelos específicos y difícilmente generalizables.

Los estudios sobre caracterización estadística del periodo de iniciación por cloruros se suelen dividir en dos apartados diferenciados. El primero está relacionado con los modelos estocásticos sobre el ingreso de cloruros en el hormigón endurecido, mientras que el segundo se refiere a la cantidad crítica de cloruros que provoca la despasivación de las armaduras en el hormigón. También podríamos pensar en estos procesos por su carácter exógeno ó endógeno a los elementos estructurales, así, tendremos características exógenas del ambiente (salinidad, temperatura, humedad relativa, radiación, incluso contenido crítico de cloruros, etc.) o endógenas constitutivas del material (tipo de cemento, contenido de cemento, relación a/c, colocación, curado, etc.) e incluso de relación entre ambas (difusión, migración, convección, concentración superficial, etc.). Además se tiene que pensar que todos estos procesos son, como casi todo lo real en la vida, procesos en el tiempo, estocásticos, que añaden variabilidad a todo el problema, por esto primeramente analizare los factores que afectan a la penetración de los cloruros en las estructuras y después recogeré las caracterizaciones estadísticas, existentes en la literatura especializada, de tales variables.

## 5.2.- Características Ambientales y Condiciones de Exposición.

### 5.2.1 Temperatura.

Dentro de las características ambientales que influyen la penetración de cloruros en el hormigón, la temperatura es un importante factor a considerar. En los procesos químicos en la naturaleza, la temperatura actúa sobre la cinética. Esto explica la razón por la que estructuras localizadas en regiones cálidas presentan mayores deterioros y por tanto menores vidas útiles que otras en regiones frías.

En un muestreo realizado por el Departamento de Corrosión del Centro Nacional de Investigaciones Científicas de la Habana, en dicha zona en los meses de Mayo a Octubre del año 2000 y de Noviembre de ese mismo año a Abril del 2001, el valor medio de la velocidad de deposición de iones cloruros en el ambiente a través del aerosol marino, existente entre el viento y el mar, fue de 716 mg/m<sup>2</sup>/día, en los meses de Mayo a Octubre, es decir en el verano; sin embargo ya en los meses de Noviembre hasta Abril cuando la dirección del viento predominante es del norte debido a la entrada de los frentes frío, este valor medio de la velocidad de deposición de iones cloruros llegó a ser de 350 mg/m<sup>2</sup>/día. Ambos valores se encuentran muy por encima del valor máximo de la deposición de iones cloruros que sería de 300mg/m<sup>2</sup>/día según la Norma ISO - 9223. Esto confirma que dicha

zona se pudiera calificar como una zona de agresividad corrosiva extrema debido a sus condiciones térmicas.

Otros ejemplos los proporciona S. Rostam. (2006). El llamado nuevo muelle del Progreso, construido en Méjico en 1974 y en 1983 hubo de ser reconstruido, debido a la intensa corrosión de las armaduras.



Figura 5.1 Muelle del Progreso

Ejemplos similares destaca este autor en zonas del Golfo Omán, donde llega a proponer como una solución, la colocación de armaduras de acero inoxidable.

Muchos pueden ser los factores que influyen a través de la temperatura del hormigón, (cambio de la temperatura atmosférica, radiación solar, velocidad del viento, etc.), tales factores tienen un carácter muy variable y entraña cierta dificultad la determinación de la temperatura superficial de un elemento estructural.

A demás, la acción física que ocurre en las estructuras debido a la variación de la temperatura, conjuntamente con los vientos y la humedad ambiental, provoca tensiones térmicas y de retracción que generan o pueden generar fisuras, facilitando el ingreso de agresivos.

Maslenhuddin (1994), relacionando problemas de durabilidad, cita que las estructuras de hormigón armado en ambientes con altas temperaturas y curadas inadecuadamente, pueden presentar reducciones de resistencia a compresión entre un 30 y 40%. El autor también comenta que el proceso de corrosión y la solubilidad de las sales son acelerados con el aumento de la temperatura.

Ferreira, (2004), indica que un aumento de la temperatura de 10 ° C hace que se duplique la velocidad de difusión. Este factor por sí solo hace de los ambientes cálidos y tropicales mucho más agresivos que los climas templados.

La influencia de la temperatura sobre el proceso de corrosión del acero en el hormigón, sobre todo, en el potencial de corrosión, velocidad de corrosión, resistividad del hormigón

y procesos de transporte depende de las propiedades fisicoquímicas de la solución de agua en el poro (Pruckner 2001).

Para el estudio analítico de la influencia de la temperatura, el parámetro más importante es la viscosidad del agua. La conductividad iónica de un electrolito está relacionada con la movilidad iónica, por tanto, es de esperar efectos de la temperatura similares a los utilizados para los procesos de difusión. Puesto que la viscosidad  $\eta$  es inversamente proporcional a la movilidad de las partículas, se debe esperar que:

$$\eta = C \cdot \exp\left(\frac{E_A}{RT}\right)$$

Donde:

$E_A$  Energía de activación para el flujo viscoso

$C$  Constante

Lo que implica que la viscosidad debe disminuir exponencialmente al aumentar la temperatura.

La dependencia de la temperatura de la viscosidad del agua es fundamentalmente importante para otros efectos tales como la resistividad del hormigón y los procesos de difusión. Los procesos de difusión del agua, dependen en gran medida de la temperatura. Utilizando la relación de Nernst-Einstein:

$$\lambda = z \cdot c \cdot u \cdot F$$

$$D = \frac{R \cdot T}{z^2 \cdot F^2} \cdot \lambda \qquad u = \frac{z \cdot e_0}{6 \cdot \pi \cdot \eta \cdot r}$$

Con  $\eta$  de la ecuación anterior, obtenemos la siguiente expresión teórica, de la dependencia de la temperatura del coeficiente de difusión, que está de acuerdo con la literatura (Berke 1994):

$$D = const \cdot T \cdot \exp\left(-\frac{E_A}{R \cdot T}\right)$$

Donde:

$D$  Coeficiente de difusión

$R$  Constante de los gases

$T$  Temperatura

$z$  Número de electrones

$F$  Constante de Faraday, (96485 C/mol)

$u$  Movilidad

$c$  Concentración

$e_0$  Carga elemental

$\gamma$  Tensión superficial del agua de poro

$\lambda$  Conductividad

Los valores para el coeficiente de difusión a la temperatura ambiente (21 ° C) se correlacionan con los valores de temperatura estándar de acuerdo a:

$$D(T) = D_{294k} \cdot \frac{T}{294} \cdot \exp \left[ -\frac{E_A}{T} \left( \frac{1}{T} - \frac{1}{294} \right) \right]$$

Donde 21 ° C en grados Kelvin es de aproximadamente 294 K.

Para el caso de difusión de cloruros, la situación es algo más complicada, porque en el proceso de difusión hay que tener presente la interacción física de cloruro con la pasta de cemento.

El valor de la energía de activación para la difusión del cloruro, Saetta et al (1993), para las pastas de cemento Portland elaborados con diferentes relaciones agua-cemento se muestra en la siguiente tabla.

En pastas de cemento con una estructura de poros más abiertos (mayores relaciones a / c) es de prever la obtención de valores más bajos para E<sub>A</sub>.

a/c	E <sub>A</sub> (KJ/mol)
0.4	44.6±4.3
0.5	41.8±4.0
0.6	32.0±2.4

Tabla 5.1. Hormigones con diferentes relaciones a/C

Al operar con las ecuaciones anteriores se obtiene una expresión para la predicción de la concentración de cloruros sobre la base de un coeficiente de difusión dependiente de tiempo con el efecto de la temperatura:

$$S(t) = x_c(t) = 2 \cdot \operatorname{erf}^{-1} \left( 1 - \left( \frac{C_{CR} - C_0}{C_S - C_0} \right) \right) \cdot \sqrt{D_0 \cdot \frac{T}{294K} \exp \left[ -\frac{E_A}{R} \left( \frac{1}{T} - \frac{1}{294K} \right) \right] \cdot \left( \frac{t_0}{t} \right)^\alpha \cdot t}$$

Las variables en esta ecuación, se utilizan, generalmente, con las siguientes unidades:

X <sub>C</sub>	Recubrimiento, en un determinado tiempo en m.
D <sub>0</sub>	Coefficiente de difusión en el tiempo t <sub>0</sub> en m <sup>2</sup> /s
C <sub>CR</sub>	Concentración crítica de cloruros en % en peso de cemento.
C <sub>S</sub>	Concentración superficial de cloruros en % en peso de cemento.
C <sub>0</sub>	Concentración inicial de cloruros o cloruros de los ingredientes en % en peso cemento.
a	Factor que tiene en cuenta la influencia de la edad en D <sub>0</sub>
E <sub>A</sub>	Energía de activación para la difusión de cloruros en (J / mol);



T	Temperatura en grados kelvin
R	Constante de los gases
t	Tiempo de exposición en s.
t <sub>0</sub>	Tiempo de referencia en s.
erf <sup>-1</sup>	Inversa de la función error de Gauss.

Con todo, no he encontrado consenso en relación a la determinación de la influencia de la temperatura en el proceso de penetración de cloruros en el hormigón. Algunos autores consideran que el aumento de la temperatura, durante el proceso de curado, se minimiza el coeficiente de difusión de cloruros, en función de la mejora de las condiciones microestructurales del hormigón. Un experimento efectuado por Hussain (1995), demuestra que, el aumentar la temperatura durante la edad de curado, de 20°C a 70°C minimizo la penetración de cloruros en ese hormigón. Pereira y Hoffman, (2001) demostraron experimentalmente que el coeficiente de difusión tiende a disminuir con el aumento de la temperatura durante la etapa de curado del hormigón, en función de la aceleración de las reacciones de hidratación que ocurre en estos hormigones.

Otros autores consideran que el aumento de la temperatura proporciona una mayor movilidad iónica, aumentando, por tanto, la penetración de agentes agresivos. (Goñi y Andrade, 1990; Jones, 1991; Hansen 1997; Silva 2000).

Del análisis de la literatura especializada se puede observar que el efecto de la temperatura puede actuar en el hormigón en dos momentos distintos y con resultados diversos:

- En la etapa de curado, testigos sometidos a temperaturas distintas y posteriormente ensayados a penetración acelerada de cloruros (migración), presentan menores perfiles de penetración de cloruros.
- Cuando los testigos son sometidos a condiciones normalizadas de curado hasta la edad de 28 días y siendo ensayados posteriormente a penetración de cloruros con aumento de temperatura, ese aumento acarrea un crecimiento de la movilidad iónica, ocasionando una mayor penetración de cloruros en ese hormigón.

En cualquier caso no he encontrado ninguna investigación que analice cuál de los dos fenómenos es preponderante en el transporte de cloruros en las estructuras de hormigón si la movilidad iónica que acelera la penetración o los beneficios de las alteraciones microestructurales.

### 5.2.2 Humedad Relativa.

La humedad relativa del ambiente puede estar relacionada directamente con la cantidad de agua presente en el interior del hormigón, (Perepérez- A Coruña, 1995), esa agua en los poros interfiere en el electrolito, afectando directamente a la difusión de iones en el hormigón. Una relación aproximada entre el nivel de humedad relativa ambiental y el riesgo de corrosión esta propuesta por este autor en el CEB -1993, en la siguiente figura:

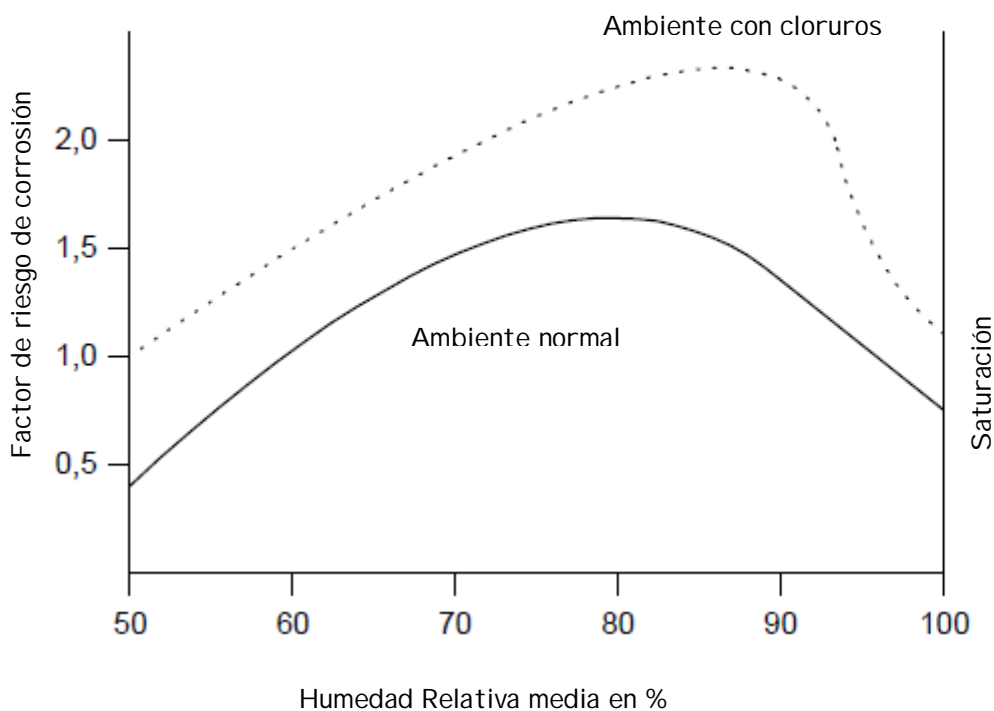


Figura 5.2 Relación entre humedad relativa y el riesgo de corrosión

El comportamiento mostrado en la figura representa la influencia de la humedad relativa en la etapa de propagación de la corrosión, en donde, en los poros saturados, el acceso de oxígeno es limitado y por tanto el riesgo de corrosión disminuye, con valores bajos de humedad relativa, aumenta la resistividad del hormigón minimizando el riesgo de corrosión (Andrade-1988). Con todo, en la etapa de iniciación, cuanto mayor es el contenido de humedad ambiental, mayor es la cantidad de agua presente en el hormigón, como el transporte de iones se da en medio acuoso (por absorción capilar, permeabilidad, migración o difusión), el aumento de agua en el hormigón facilita el movimiento de los cloruros a través del recubrimiento.

Otro factor a considerar es la condición de la solución existente en los poros del hormigón, que está directamente relacionada con la humedad ambiental. Tal parámetro presenta una influencia directa en los procesos de degradación, creando un microclima (Al-Amoundi, 1995), cita que el efecto de las soluciones con altas concentraciones en sales presentes en el Golfo Pérsico son extremadamente perjudiciales para la durabilidad de los hormigones, tales concentraciones facilitan la cristalización de sustancias en los poros del hormigón, llevando a la degradación del elemento. También se observa que las altas tasas de evaporación, conjuntamente con la presencia de viento son nominadas causas de degradación de los hormigones.

### 5.2.3 Concentración Superficial de Cloruros.

La concentración de cloruros en la superficie de un elemento de hormigón armado es dependiente de parámetros relacionados con el hormigón (tipo y cantidad de cemento, relación a/c, adiciones, etc.), y por supuesto, con el medio ambiente (concentración ambiental de cloruros, ciclos secos/húmedos, dirección y velocidad de los vientos, topografía local, etc.).

En la atmosfera marina, los cloruros son arrastrados por los vientos y depositados por impacto en las superficies de los elementos estructurales. (Neville-1995), cita que, dependiendo de la dirección preferencial de los vientos, los cloruros pueden penetrar varios kilómetros en el continente.

El noruego, Svein E. (2005), en un proyecto de investigación para intentar cuantificar y clasificar la acción ambiental sobre las estructura, presenta el ejemplo del puente Gimsøystraumen, cuya estructura presenta un contenido superficial de cloruros del perfil siguiente, probablemente debido a la exposición de ciclos de secado/húmedo combinados con períodos de lavado por lluvia.

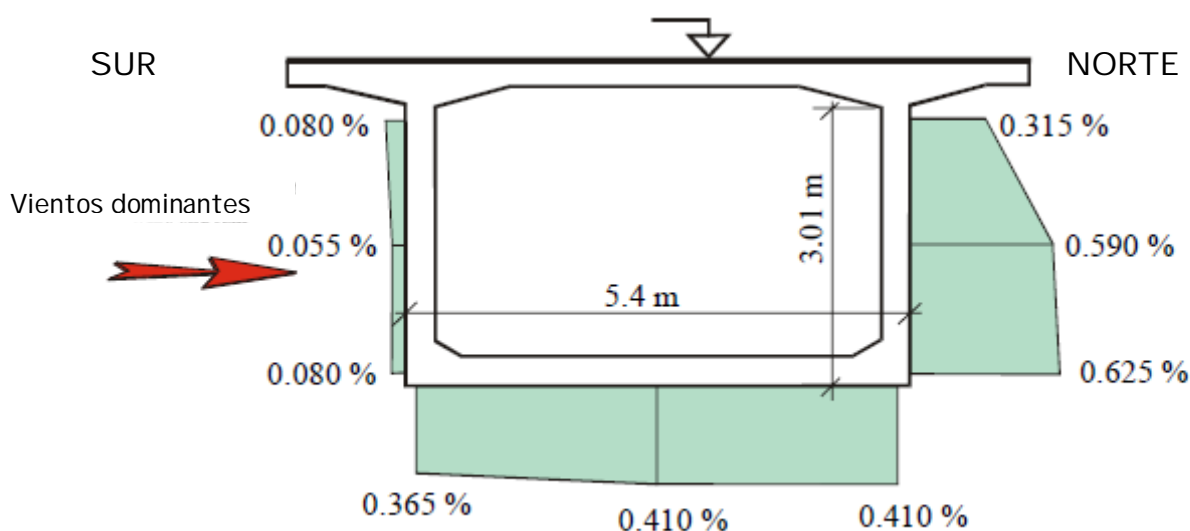
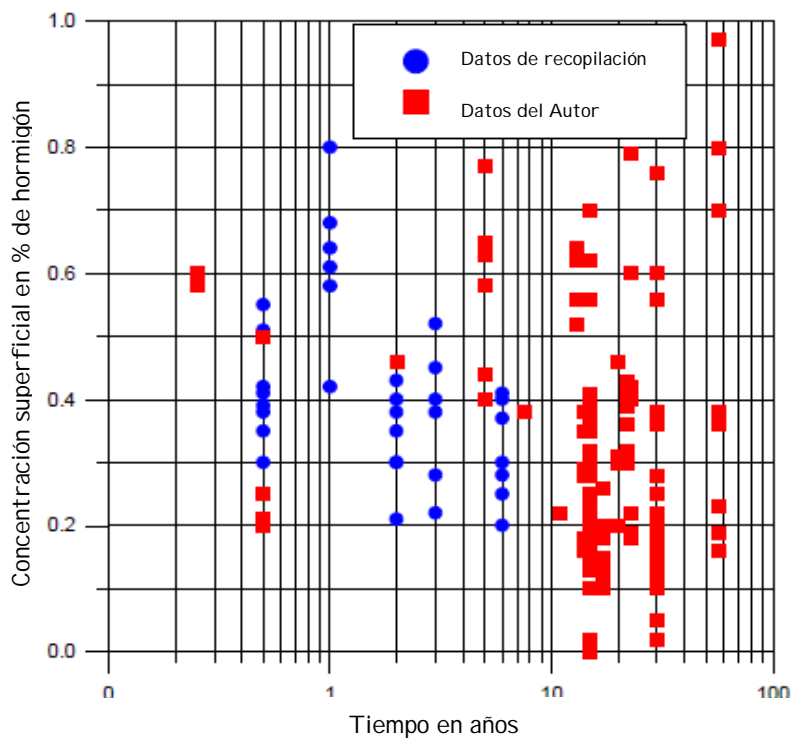


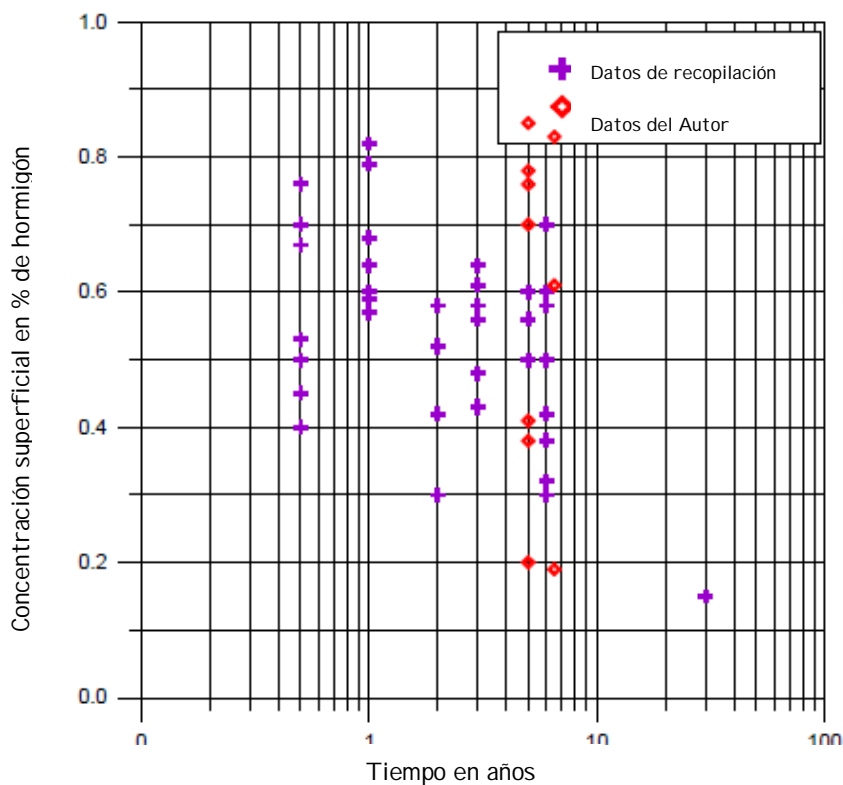
Figura 5.3 Distribución de contenido superficial de cloruros en % de hormigón, en el puente Gimsøystraumen, en Noruega.

También el noruego (Bamforth- 1996), hace un estudio muy exhaustivo con una gran cantidad de datos, propios y recopilados, mostrando que el contenido superficial de cloruros en el hormigón puede variar entre 0,6 y 4 % en contenido de cemento, en una misma estructura, dependiendo de la posición de los elementos respecto de los vientos y condiciones de exposición. También analiza el efecto del tipo de cemento y su contenido de adiciones, así presenta estas dos figuras de datos, la primera para cementos sin adiciones y la segunda con adiciones.



Hormigones sin adiciones

Figura 5.4 Contenido superficial de cloruros en Hormigones sin Adiciones



Hormigones con adiciones

Figura 5.5 Contenido superficial de cloruros en Hormigones con Adiciones

La concentración superficial de cloruros, también varía con respecto a la altura respecto del nivel del mar, el siguiente grafico del mismo autor proporciona datos reales

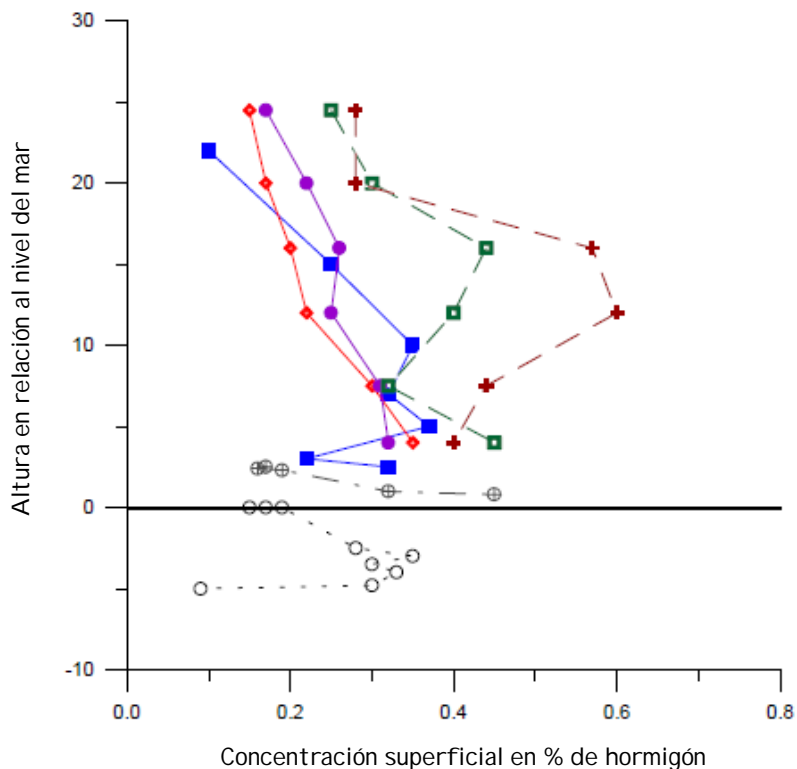


Figura 5.6 Variación de la concentración del cloruros respecto a la altura del nivel del mar

Se observa que la concentración de cloruros es más variable entre las cotas 0 y 5 m. esta razón es por la que algunas normativas otorgan un carácter especial o un microclima a esta zona que se puede corresponder con la zona de salpicaduras o parte superior de carrera de mareas. Esta característica también fue observada en una inspección en un puente de Escocia por (Wood-1998), donde analizó la concentración superficial de cloruros para la altura entre 0 y 2,5 m. cuyos resultados muestra la siguiente figura:

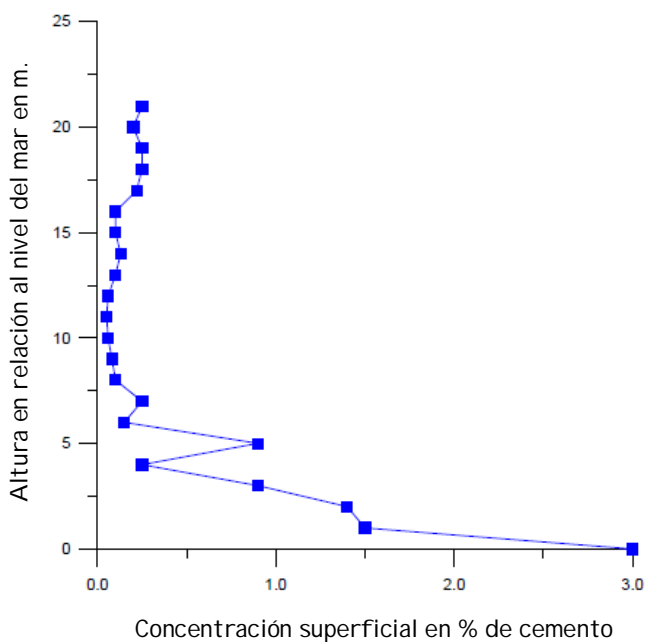


Figura 5.7. Análisis Wood-1998 en un puente de Escocia

En el momento de la construcción de la estructura, en ambiente marino, el contenido de cloruros es pequeño pero con el tiempo va aumentando, la norma española indica su estabilización a partir de los 10 años de ejecución. (Castro de acuerdo con Lin- 1999), establece la evolución mediante la siguiente ecuación:

$$C_s(t) = C_0(1 - e^{-\alpha t})$$

Donde:

$C_s(t)$  Concentración superficial de cloruros en un tiempo  $t$

$C_0$  Concentración inicial de cloruros.

$\alpha$  Parámetro experimental

$t$  Tiempo de exposición en días.

Watanabe-2002, justifica el modelo anterior realizando ensayos de larga duración (8,5 años), en hormigones expuestos en las costas del océano Pacífico y comprobando la idoneidad del modelo.

Anteriormente (Mejlbro-1996), cita que la concentración superficial de cloruros varía con el tiempo a través de la siguiente función:

$$C_s(t) = S [t \cdot D(t)]^p$$

Donde:

$C_s(t)$  Concentración superficial de cloruros en un tiempo  $t$

$D(t)$  Coeficiente de difusión de cloruros, considerado como variable en el tiempo

$t$  Tiempo

$S$  y  $P$  Ajustes experimentales.

Amey-1998, propone que la variación de la concentración superficial de cloruros se altere las condiciones de contorno de la segunda ley de Fick. La evolución en el tiempo puede ser modelada a través de las siguientes expresiones:

$$C_s(t) = kt$$

$$C_s(t) = k\sqrt{t}$$

En ambas expresiones  $k$  es un valor constante, que representa la absorción de cloruros en la superficie del elemento al cabo de un año de exposición. Para el caso de la primera expresión, se admite que la concentración superficial varía de forma lineal con el tiempo, mientras que en la segunda lo hace con la raíz cuadrada del tiempo.

En la siguiente figura se presenta un gráfico que ilustra el planteamiento de los autores clásicos (Amey, Lin, Mejlbro), sobre la variación de la concentración superficial de cloruros en el tiempo, donde se puede observar que la propuesta por Lin es la única que considera la estabilización en el tiempo, mientras que es la propuesta de Amey la que mayor crecimiento proporciona en el tiempo.

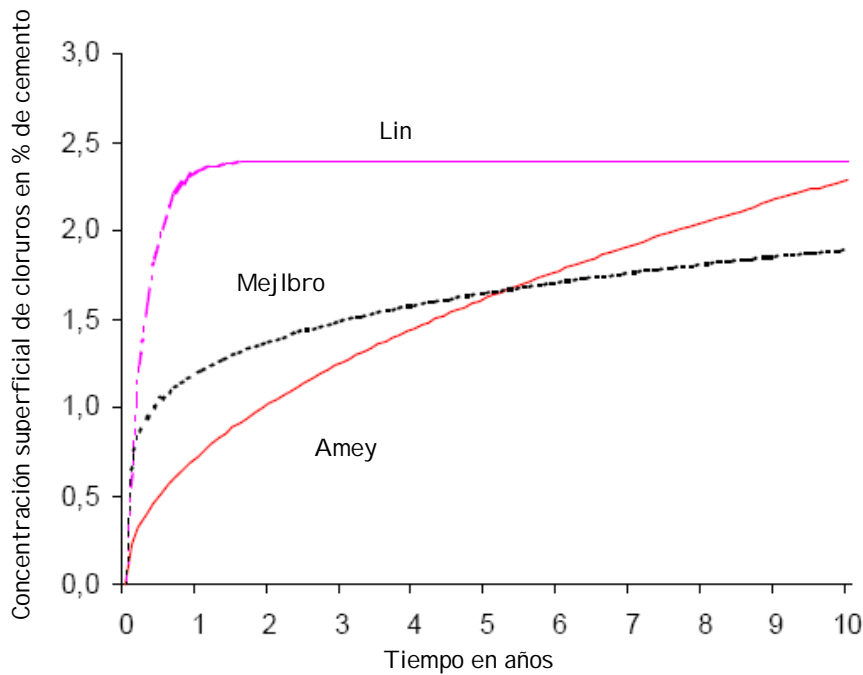


Figura 5.8. Variación de la concentración superficial de cloruros en el tiempo (Amey, Lin, Mejlbro)

Después de estos comentarios parecen claros los grandes problemas relacionados con la obtención de la concentración superficial de cloruros a través de las muestras de hormigón. Se debe pensar que la determinación ha de hacerse en un cierto espesor de superficie, en general oscila en 5 mm., pero este espesor superficial está sujeto a grandes variaciones ambientales, donde se produce una absorción de los cloruros con una posterior difusión para las partes más internas del elemento estructural, esto se expresa en la siguiente figura de (Borges- 1998).

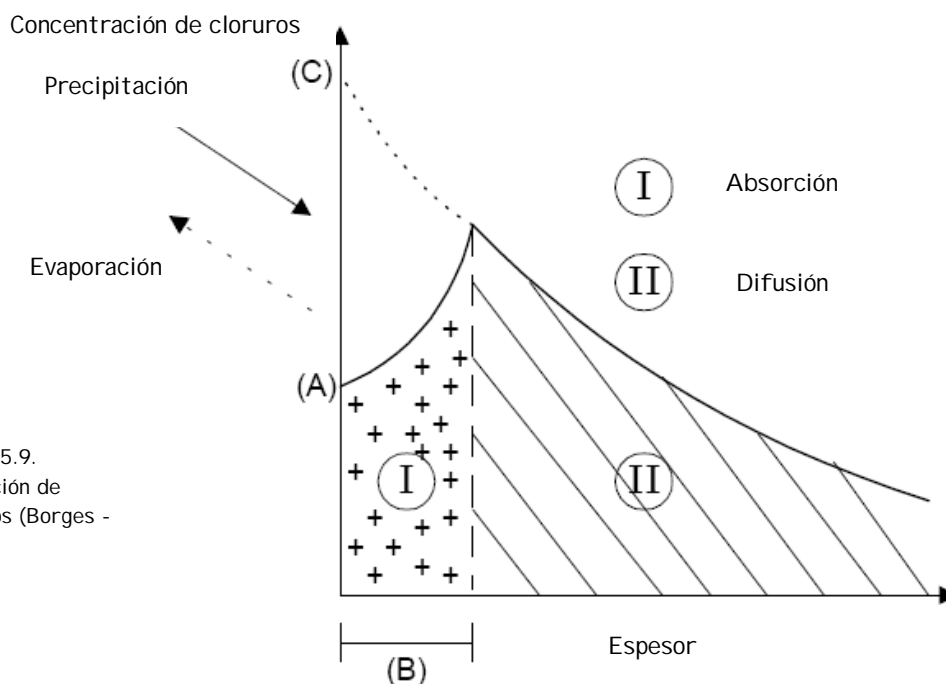


Figura 5.9. Absorción de cloruros (Borges - 1998)

De esta forma, debido al método de extracción adoptado, la medición de los contenidos de cloruros no corresponden con la concentración superficial (A), sino a una media de los cloruros existentes en la zona (B), por eso en el momento de realizar los ajustes de los datos recogidos, a través de la 2º Ley de Fick, o de cualquier otro modelo elegido, se está admitiendo que la concentración superficial ajustada (C) es mayor de lo que efectivamente se encuentra en la estructura. Esto ocurre al no considerar el efecto de la absorción superficial de cloruros (I) que ocurre, principalmente, en la zona de salpicaduras y carrera de mareas.

Este tipo de situaciones fue encontrado en los análisis realizados por (Castro-2000), en estudios sobre testigos en zonas salinas de México durante 2 años de exposición. Los resultados se presentan en el siguiente gráfico.

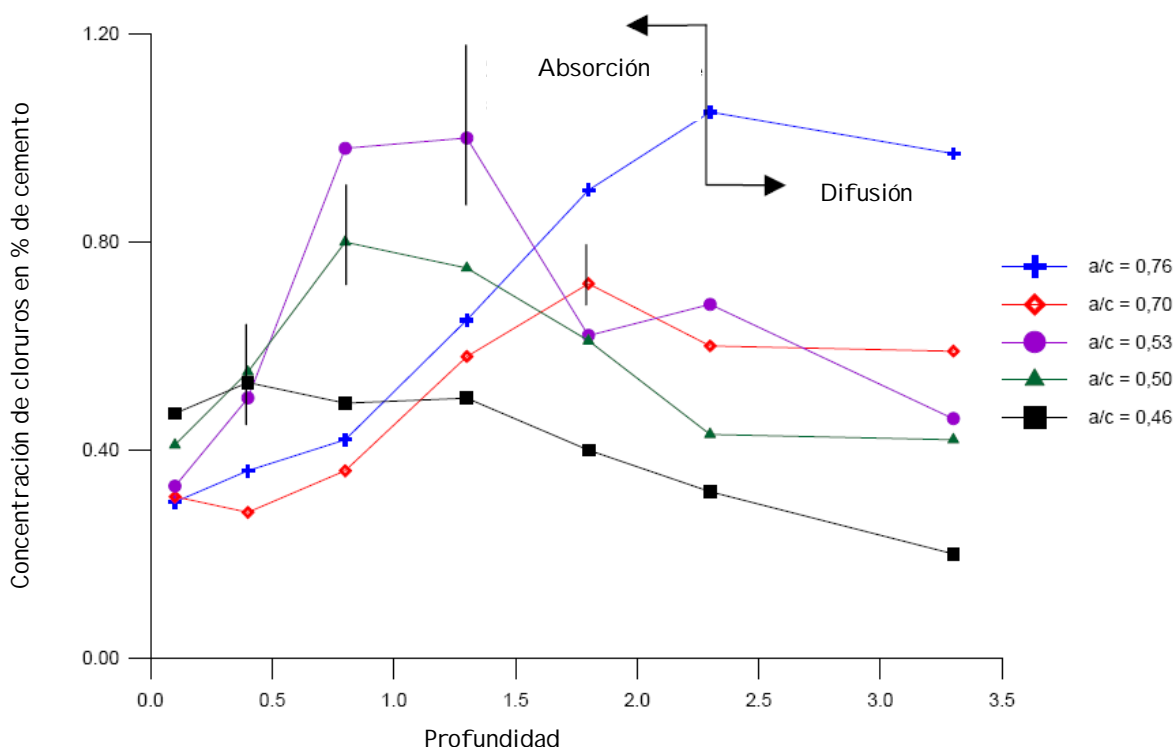


Figura 5.10. Resultados de testigos en zonas Salinas de México

Se observa la diferencia entre las zonas permanentemente húmedas, donde ocurre la difusión de los cloruros, y una zona, más próxima a la superficie, donde el fenómeno de la penetración ocurre por absorción. Para hormigones con relaciones a/c más elevadas, el espesor donde ocurre la absorción es mayor.

Por todo, y en función de las variaciones encontradas en el momento de las mediciones de la concentración superficial de cloruros, es aconsejable que se analicen en varios puntos de la estructura, incluso en el mismo nivel vertical. Aparte, las mediciones se deben de hacer en el transcurso del tiempo al objeto de verificar la variación de la concentración superficial para una cierta región.



En el momento que una estructura entra en contacto con el medio ambiente, la concentración superficial de cloruros es prácticamente cero. A medida que transcurre el tiempo, los cloruros comienzan a entrar con la superficie del hormigón, combinándose con algunos componentes del cemento penetrando hasta zonas más profundas. Aparte de esto, la acción continua de las condiciones ambientales (principalmente variaciones de temperatura y ciclos secos/húmedos), varían la capacidad de absorción de la zona de absorción.

En función de la interrelación entre estos factores, se puede considerar que existe un cierto desfase o tiempo de equilibrio para que se establezca una condición de equilibrio entre el contenido de cloruros en el ambiente y la concentración superficial en los elementos de hormigón. No se encuentra en la literatura un acuerdo en relación con el tiempo necesario para que tal equilibrio ocurra, debido a la gran cantidad de parámetros intervinientes. Parece generalizado que la penetración de cloruros en el hormigón se puede modelar por la siguiente expresión:

$$Y_{CL} = k \cdot t^{1/2}$$

Donde:

$Y_{CL}$	Profundidad de penetración
$K$	Coefficiente de penetración $\text{cm/año}^{0.5}$
$t$	Tiempo en años

Esta formulación supone que en el primer año de exposición, la profundidad de penetración tendría el mismo valor numérico del coeficiente de cloruros.

Otros autores (Uji, Swamy, Stewart, etc.), estiman que la concentración superficial de cloruros varía con la raíz cuadrada del tiempo.

$$C_S = k \cdot t^{1/2}$$

Donde:

$C_S$	Concentración superficial de cloruros en %
$K$	Absorción de cloruros en $\%/año^{0.5}$
$t$	Tiempo en años

Un aspecto importante en esta variable lo constituye la presentación de los resultados y salvo excepciones se suele presentar el contenido superficial de cloruros o respecto la masa de hormigón ( $Cl_{\text{hormigón}}$ ), o respecto de la masa de cemento ( $Cl_{\text{cemento}}$ ) o respecto al agua de amasado ( $Cl_{\text{agua}}$ ) (Helene-1993) es el primero en tratar este aspecto, estableciendo las relaciones entre ellas.

$$Cl_{cemento} = Cl_{agua} \cdot a / c$$

$$Cl_{cemento} = \frac{Cl_{ambiente} \cdot Ab_H \cdot \gamma_C \cdot 0,01}{C}$$

$$Cl_{hormigon} = \frac{Cl_{cemento} \cdot C}{\gamma_C} = \frac{Cl_{agua} \cdot a / c \cdot C}{\gamma_C}$$

Donde:

C	Contenido de cemento en el hormigón (kg/m <sup>3</sup> )
a/c	Relación agua/cemento (adimensional)
$\gamma_C$	Peso específico del hormigón (kg/m <sup>3</sup> )
Ab <sub>H</sub>	Absorción máxima de agua del hormigón (%)
Cl <sub>ambiente</sub>	Concentración de cloruros en el ambiente.

Con base en estas expresiones el autor referencia valores de concentraciones superficiales de cloruros respecto a distintos tipos de ambientes.

Contenido de cloruros orientativos o de referencia, en la superficie del hormigón, en función del medio ambiente. (Helene-1993)

Ambiente	Concentración de cloruros en ambiente	En relación a la masa de cemento	En relación a la masa de hormigón	En relación al contenido de agua
I. $F_{CK} > 35$ MPa, $a/c < 0,48$ , $C > 400$ kg/m <sup>3</sup> y $Ab_H < 4,2\%$				
Tanques industriales	5 molar 177.500mg/l 17,75%	4,47%	0,75%	9,81%
Agua de mar Océano Atlántico	0,7 molar 25.000mg/l 2,25%	0,63%	0,11%	1,31%
Zona de salpicaduras	0,14 molar 5.000mg/l 0,5%	0,78%(*)	0,13%	1,61%
Atmosfera marina o industrial	0,03 molar 1.000mg/l 0,1%	0,16%(*)	0,03%	0,33%
Atmosfera urbana o rural	0,004 molar 150mg/l 0,015%	0,024%(*)	0,004%	0,05%
II. $F_{CK}$ de 20 a 35 MPa, $a/c$ de 0,48 a 0,58, $C$ de 280 a 400 kg/m <sup>3</sup> y $Ab_H$ de 4,2% a 6,3%				
Tanques industriales	5 molar 177.500mg/l 17,75%	6,64%	0,94%	9,81%
Agua de mar Océano Atlántico	0,7 molar 25.000mg/l 2,25%	0,93%	0,13%	1,31%
Zona de salpicaduras	0,14 molar 5.000mg/l 0,5%	1,14%(*)	0,16%	1,97%
Atmosfera marina o industrial	0,03 molar 1.000mg/l 0,1%	0,24%(*)	0,03%	0,41%
Atmosfera urbana o rural	0,004 molar 150mg/l 0,015%	0,036%(*)	0,005%	0,062%
III. $F_{CK} > 20$ MPa, $a/c > 0,58$ , $C < 280$ kg/m <sup>3</sup> y $Ab_H > 6,3\%$				
Tanques industriales	5 molar 177.500mg/l 17,75%	10,65%	1,24%	15,21%
Agua de mar Océano Atlántico	0,7 molar 25.000mg/l 2,25%	1,5%	0,18%	2,14%
Zona de salpicaduras	0,14 molar 5.000mg/l 0,5%	1,80%(*)	0,21%	2,57%
Atmosfera marina o industrial	0,03 molar 1.000mg/l 0,1%	0,36%(*)	0,042%	0,51%
Atmosfera urbana o rural	0,004 molar 150mg/l 0,015%	0,046%(*)	0,005%	0,066%

Tabla 5..2

Observaciones:

- 1.- El hormigón original no tiene contenido de cloruros, o sea, los cloruros provienen del exterior.
- 2.- (\*) Absorción y convección de cloruros en la concentración superficial debido a los ciclos húmedos/secos.

Aparte de la tabla anterior pocos datos existen de las relaciones entre la concentración ambiental de cloruros y concentración en la superficie del hormigón en instantes diferentes de tiempo. En el siguiente cuadro se recogen algunos datos del año 2001.

Referencia	Concentración de cloruros en el ambiente % en 1 año	Concentración de cloruros en la superficie de hormigón % en 1 año	Tiempo de exposición en años	Concentración de cloruros en la superficie de hormigón % en t años
Habuchi	1,08	0,37	29	2,00
	2,60	0,89	28	4,70
	3,20	1,10	29	5,92
	2,92	1,00	20	4,48
	2,22	0,76	29	4,11
Guimaraes	2,48	0,73	22	3,45
	2,74	0,85	22	3,99
	3,00	1,06	22	4,96
	3,69	1,31	22	6,16
Lim	2,13	0,55	1	0,55

Tabla 5.3

Se observa que la concentración de cloruros en el ambiente representa un valor medio de 2,61%, con un coeficiente de variación de 0,27. Este valor medio se encuentra muy próximo al valor de concentración de cloruros de la tabla de Helene (2,5%). El comportamiento de la concentración superficial de cloruros en el tiempo, si se considera constante la concentración de cloruros en el ambiente, parece coincidir con la función de la raíz cuadrada del tiempo.

G.R. Meira-2003, realiza un estudio experimental en las costas brasileñas, sobre la influencia del ambiente marino, la concentración superficial de cloruros en el hormigón y la concentración ambiental. Presenta los siguientes resultados. Observándose con gran claridad el efecto piel, por lo que los datos suministrados no caracterizan perfectamente el carácter difusivo de la concentración superficial de cloruros.

Distancia desde el mar (m)	Concentración (mg/m <sup>2</sup> .día)							Promedio	D.S (%)
	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun			
10	483.56	412.45	438.61	497.85	415.10	473.54	453.52	8.04	
100	74.48	69.70	80.68	147.80	89.82	162.11	104.10	38.63	
200	9.85	12.20	20.59	13.93	15.14	26.66	16.40	37.68	
500	8.92	13.04	15.17	9.29	12.43	12.43	11.88	20.03	
1100		5.88	6.02	3.57	5.18	9.29	5.99	34.83	

Tabla 5.4

Depósito de cloruros del aerosol marino entre enero/2002-junio/2002

Distancia desde el mar (m)	Contenido de cloruros respecto al cemento (%)							
	Superficie (0-1mm)	1-5mm	5-10mm	10-15mm	15-20mm	20-25mm	25-30mm	Total Medio
10	0.0353	0.0503	0.3128	0.1290	0.0435	0.0368	0.0263	0.0993
100	0.0561	0.0766	0.1950	0.0964	0.0400	0.0353	0.0194	0.0764
200	0.0233	0.0540	0.1080	0.0683	0.0300	0.0240	0.0173	0.0492

Tabla 5.5  
Contenido total de cloruros hasta la profundidad de 3.0cm

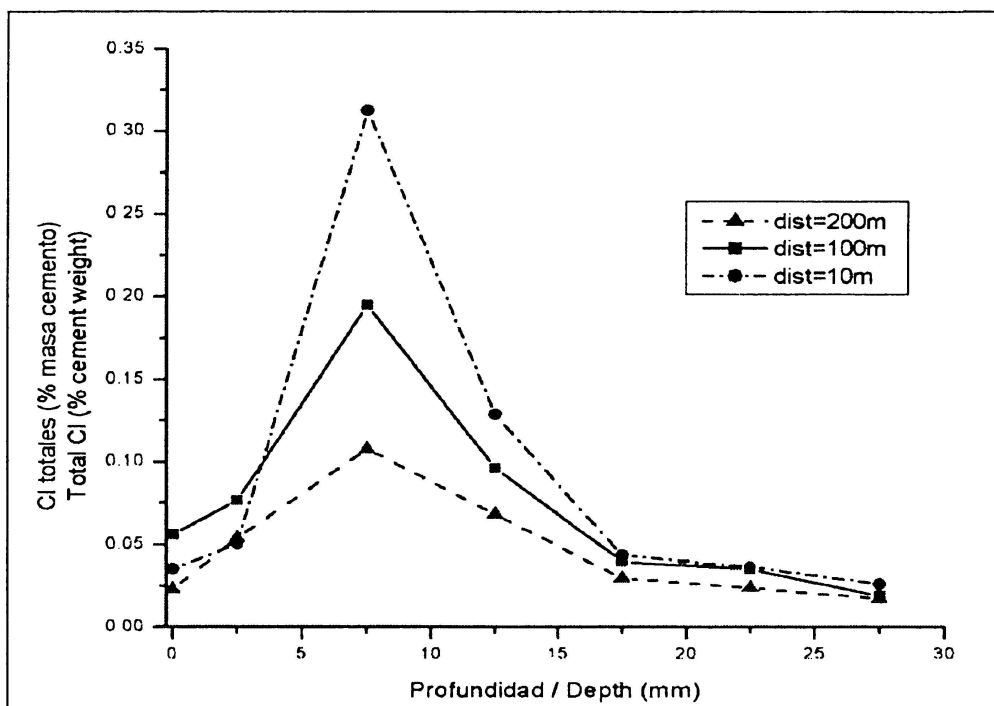


Figura 5.11. Perfil de penetración de cloruros, se observa claramente la zona de absorción inicial

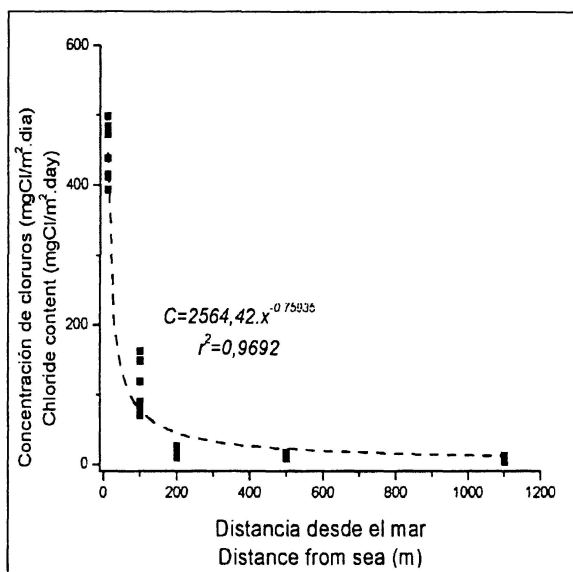


Figura 5.12 Efecto de la distancia a la costa

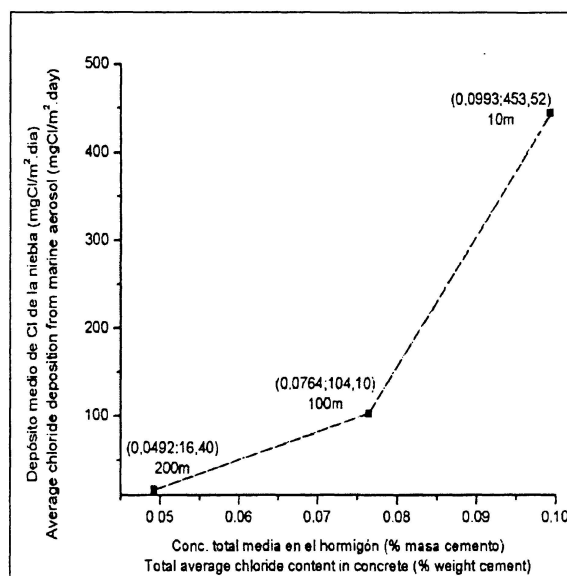


Figura 5.13 Relación de cloruros en Ambiente y Hormigón

A. Arvaa,-2003, Presenta un estudio para evaluar la incidencia de los iones cloruros, sulfatos y la carbonatación del hormigón en el proceso de corrosión de las armaduras. Los resultados de este estudio serán empleados para analizar las características de los materiales con los cuales se construirán contenedores de residuos radiactivos de media actividad. Y respecto a la concentración superficial de cloruros propone valores comprendidos entre 1,5 % sobre cemento para atmósferas marinas y 4,4 % para estructuras sumergidas en agua de mar a la altura del nivel del agua. Dicha concentración superficial está por debajo de la curva de diseño propuesta por Bamforth, quien para un hormigón con un contenido de cemento de 410 kg/m<sup>3</sup>, sugiere un valor de concentración superficial de cloruro (Cs) por encima de 5,25 % sobre cemento.

En la siguiente figura muestra los datos de Vassie, en forma de porcentaje de barras de acero corroídas en función de la concentración de cloruro (en % de cemento). En el mismo gráfico, y con los datos obtenidos en el presente trabajo, se muestran los perfiles de cloruros dentro del hormigón correspondientes a 10, 100 y 300 años de exposición al agua de mar. Tomando por ejemplo un espesor de recubrimiento de 10 cm, luego de 100 años de exposición la concentración de cloruros en contacto con las barras de acero será de aproximadamente 0,8 %, y se predice un nivel de corrosión correspondiente al 30% de las barras.

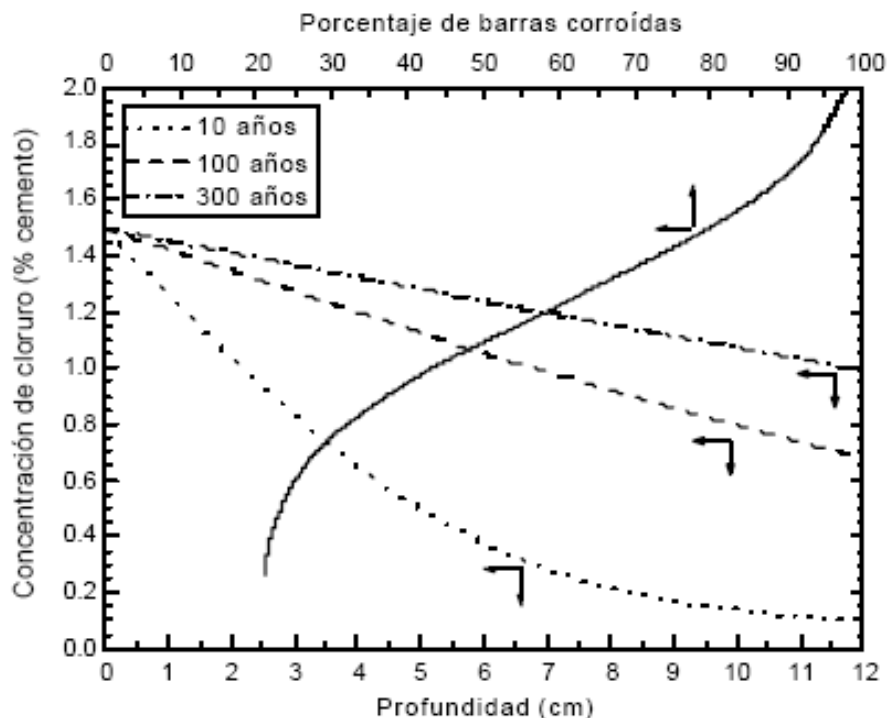


Figura 5.14 Relación entre la concentración de cloruros en función del espesor de recubrimiento y el porcentaje de barras corroídas correspondientes a 10, 100 y 300 años de exposición

Connal & Berndt-2009, estudia la construcción de un puente sobre el río Brisbane con la pretensión de una vida útil de 300 años, utiliza de modelo el antiguo puente para tener determinaciones de contenido de cloruros que son del orden de 18.000 ppm que es similar a la de agua de mar. Las pruebas de las muestras de núcleos de encepados sobre el puente existente indican las concentraciones de cloruro en superficie de 0,4 a 0,5% en peso de hormigón. La pésima concentración superficial de cloruro fue de 0,65% en peso del concreto y fue la utilizada en el análisis, valores similares a los publicados para los ambientes marinos de diseño (Lee y Chisholm, 2005; Bertolini et al., 2004; laicos et al., 2003).

Castañeda-2005, relata que el (CNIC) estudió las columnas de un edificio, situado en el Litoral Norte de Ciudad de la Habana a unos diez metros del mar. El comportamiento de la concentración de iones cloruros totales a diferentes profundidades, a una altura de 2 metros y con un recubrimiento de 4 cm, fue totalmente difusivo debido a la existencia de un gradiente de concentración, ya sea en la cara norte frente al mar o en la cara oeste. Esto se muestra en la Tabla siguiente, donde se aprecia claramente que la penetración de iones cloruros depende de la concentración de iones cloruros totales en la superficie.

Profundidad (cm)	Concentración de iones cloruros totales (%) cara norte	Concentración de iones cloruros totales (%) cara oeste
Superficie	0.4236	0.3547
1 cm	0.3686	0.2792
2 cm	0.1713	0.1397
3 cm	0.0428	0.0276
4 cm	0.0192	0.0185

Tabla 5.6

Es de notar el comportamiento difusivo de la concentración de iones cloruros en ambas caras de la columna.

Existen varios factores que afectan el valor de la concentración en la superficie. En todos los casos están relacionados con el medio ambiente y también con las propiedades del hormigón. La Tabla siguiente refleja los valores en que son clasificadas las concentraciones de iones cloruros en la superficie de acuerdo al tipo de cemento.

Ambiente	Cemento Portland	Cemento puzolánico
Extremo	>0.75%	>0.90%
Severo	0.50%-0.75%	0.60%-0.90%
Moderado	0.25%-0.50%	0.30%-0.60%
Benigno	<0.25%	<0.30%

Tabla 5.7

En ensayos efectuados por el mismo autor, en condiciones de laboratorio y a 34 meses llega a obtener valores de concentración superficial de cloruros totales bastante mayores a los indicados, en función de la relación a/c.

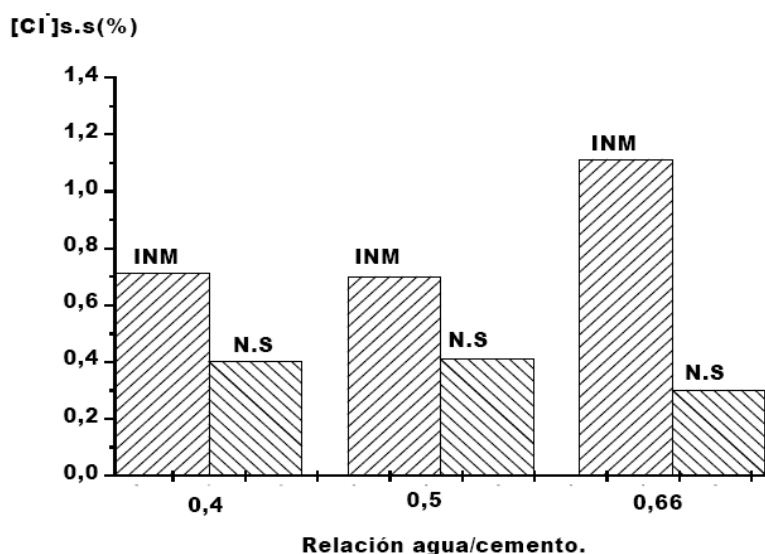


Figura 5.15. Comportamiento de la concentración en la superficie para cloruros totales (N.S: niebla salina a la intemperie, INM: inmersión en cloruro de sodio 3%).

Svein E. et al -2004, en el proyecto LIFECON en noruega, relata la inspección de las condición del puente Gimsøystraumen realizado en 1992 y a la edad de 11 años (4000 días), incluyó:

- Análisis de contenido de cloruro 4600 en 920 localizaciones
- 752 de ellos en la super estructura
- 168 en los pilares

Los datos que se representan, además de los del puente Gimsøystraumen, también contiene medidas de 35 puentes que representan otros 850 perfiles de cloruro. En la figura se pueden distinguir cuatro zonas.



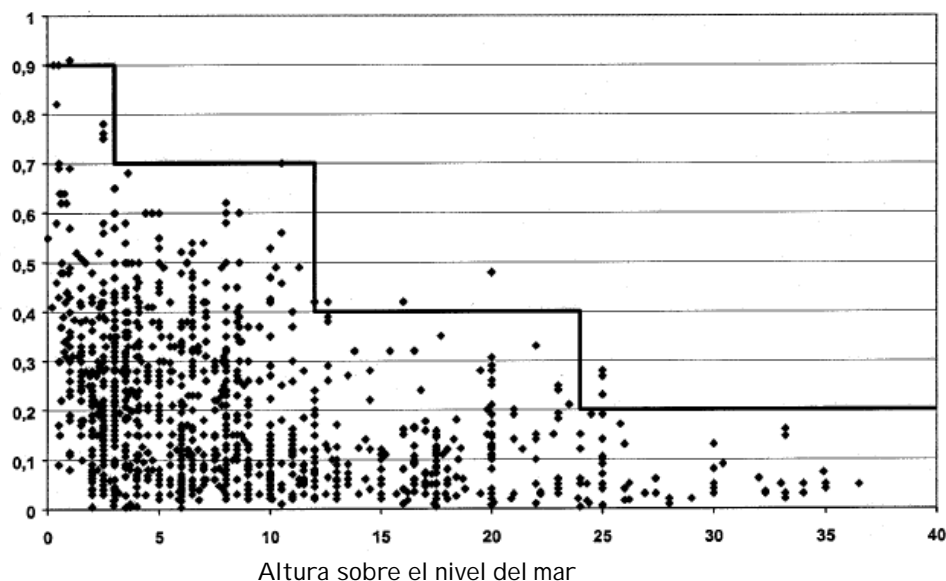


Figura 5.16. Concentración de cloruros, en función de la altura sobre el nivel del mar. Los valores dados en Cl(%) de hormigón en masa

Altura sobre el nivel del mar en metros	Valor medio de carga de hormigón $C_s$	Desviación estándar $\sigma_s$	Valor de diseño $C_{sn}$ $C_s + 1.3\sigma_s$
0-3	0.51	0.23	0.81
3-12	0.36	0.24	0.67
12-24	0.22	0.19	0.47
>24	0.17	0.10	0.30

Tabla 5.8  
Concentración superficial de cloruros en % de hormigón

En el cuadro anterior se proporciona el  $C_s$  característico para 4 zonas con diferente altura sobre el nivel del mar. En esta presentación,  $C_s$  característica se define como  $C_{k.} = C_{S\text{ media}} + 1,3.\sigma$  (10% de la población tiene concentraciones más altas de  $C_{\text{característica}}$ ).

B. Odriozola-2007, ensaya un conjunto de cajones de muelles situados en diversas zonas de carrera de mareas, sumergidos etc., con distintas calidades de hormigón (en cuanto a su dosificación) y muy diferentes edades (entre 2 y 31 años). Los muelles pertenecen a puertos españoles situados en el Mar Mediterráneo, Mar Cantábrico y Océano Atlántico. Las condiciones de la experimentación se indican en el cuadro adjunto.

**Capítulo 5º- Caracterización estadística de las variables intervinientes en la corrosión de las armaduras por cloruros.**

	Muelle A	Muelle B	Muelle C	Muelle D	Muelle E	Muelle F	Muelle G						
<b>Edad (años)</b>	4.5	6.5	7.5	5	2	2	31						
<b>Localización</b>	Mediterráneo	Mediterráneo	Mediterráneo	Atlántico	Cantábrico	Cantábrico	Cantábrico						
<b>Distancia a B.M.V.E. del testigo de carrera de mareas (m).</b>	-0.1/0.8	-0.1/0.4	+0.5/0.7	+2.5/4.0	+3.5/4.5	+2.0-3.2/5.4	+1.3/4.5						
<b>Hormigón proyecto (N/mm<sup>2</sup>)</b>	H-25	H-25	H-25	H-25	H-30	H-30	-						
<b>Contenido de cemento (kg/m<sup>3</sup>)</b>	300	-	300	-	300	350	-						
<b>Relación a/c</b>	0.50	0.50*	0.55*	0.65*	0.50	0.50	0.60*						
<b>Recubrimiento proyecto (mm)</b>	40	40	40	40	50	45	-						
<b>Tipo de cemento</b>	I/52.5-SR	-	I/45-SR/MR	-	IV/A 32.5 SR/MR	III B/32.5-SR	Puzolánico						
<b>Tipo de acero</b>	AEH-500S	Aeh-500S	AEH-500S	AEH-500S	AEH-400S	AEH-500S	-						
<b>Armadura horizontal (**)</b>	5 $\phi$ 16/m	5 $\phi$ 12/m	5 $\phi$ 12/m	4 $\phi$ 12m	5 $\phi$ 16/m	5 $\phi$ 12/m	7 $\phi$ 18/m						
<b>Armadura vertical</b>	7 $\phi$ 12/m	4 $\phi$ 8/m	$\phi$ 8c30cm	4 $\phi$ 8/m	5 $\phi$ 16/m	4 $\phi$ 8/m	4 $\phi$ 12/m						
<b>Resistencia control de calidad durante la ejecución (N/mm<sup>2</sup>)</b>	<b>Diferentes cajones</b>	A1-2	32.6	B1-2	29.8	C1	36.3	-	E1	31.4	F1	39.1	-
		A3-4	37.5	B3	28.7	C2	38.2	-	E2	33.6	F2	36.4	-
		A5-6	38.4	B4-5	26.8	C3	35.2	-	E3	37.2	F3	38.6	-
		-	-	-	-	-	-	-	E4	41.1	F4	42.2	-

Tabla 5.9

Los valores de contenido de cloruros respecto de la profundidad en el hormigón, que proporciona el perfil de penetración de cloruros, en % de cemento son:

Para el muelle A.

TESTIGO	Densidad (kg/m <sup>3</sup> )	Profundidad de la muestra (cm)							
		7-9	9-11	11-13	13-15	14-16	16-18	18-20	20-22
A1	2.270	1.0	0.5	0.3	0.3	-	-	-	-
A2	2.270	-	-	-	-	0.2	0.2	0.1	0.1
A3	2.300	0.7	0.5	0.3	0.3	-	-	-	-
A4	2.300	-	-	-	-	0.3	0.2	0.2	0.1
A5	2.270	0.3	0.3	0.2	0.2	-	-	-	-
A6	2.270	-	-	-	-	0.2	0.2	0.2	0.1

Tabla 5.10

Para el muelle B.

TESTIGO	Densidad (kg/m <sup>3</sup> )	Profundidad de la muestra (cm)							
		3-5	5-7	7-9	9-11	12-14	14-16	16-18	18-20
B1	2.290	1.3	1.6	1.7	1.5	-	-	-	-
B2	2.290	-	-	-	-	1.2	0.8	0.7	0.8
B3	2.260	-	-	-	-	0.7	0.7	0.6	0.7
B4	2.230	2.1	1.6	1.6	1.3	-	-	-	-
B5	2.230	-	-	-	-	1.2	1.1	0.9	0.8

Tabla 5.11

Para el muelle C. (profundidad en cm.)

TESTIGO	Densidad (kg/m <sup>3</sup> )	0-2	4-5	9-10	14-15	19-20
C1	2.240	3.6	1.8	1.2	0.6	0.3
C2	2.260	3.6	1.7	0.3	0.2	-
C3	2.260	3.7	1.4	1.0	0.8	0.3

Tabla 5.12

Para muelle E. (profundidad en mm.)

TESTIGO	Densidad (kg/m <sup>3</sup> )	0-12	12-24	24-36	36-55	55-67	Fondo
E1	2.273	2.71	2.44	1.44	1.04	0.16	0.08
E2	2.300	4.56	2.23	0.30	0.07	-	0.07
E3	2.290	3.87	1.44	0.13	0.06	-	0.06
E4	2.270	3.20	1.06	0.38	0.22	-	0.08

Tabla 5.13

Para muelle F. (profundidad en mm.)

TESTIGO	Densidad (kg/m <sup>3</sup> )	0-13	13-26	26-39	39-52	52-65*	Fondo
F1	2.250	3.95	2.19	0.84	0.32	0.12	0.04
F2	2.300	2.29	2.04	0.33	0.05	0.07	-
F3	2.280	3.43	1.55	0.51	0.15	-	0.06
F4	2.303	1.91	1.27	0.36	0.09	0.05	0.06

\*52-79 mm para el testigo F2

Tabla 5.14

Por último para muelle G.

PROFUNDIDAD	% peso hormigón	% peso cemento
0-20mm	0.3358	2.55
20-42mm	0.5010	3.81
42-65mm	0.2073	1.58
70-85mm	0.0327	0.25
85-100mm	0.0530	0.40
100-125mm	0.0293	0.22
130-140mm	0.0328	0.25

Tabla 5.15

Por lo tanto, en los testigos de los cinco Muelles analizados situados en carrera de mareas se han medido concentraciones de cloruros en la primera rodaja del recubrimiento comprendidos entre el 0,20 y el 0,62% en peso de hormigón, que se traducen en unos contenidos de cloruros teóricos en superficie (para utilizar en los cálculos del coeficiente de difusión) de entre el 0,20 y el 0,70% en peso de hormigón, teniendo en cuenta que en los testigos donde se produce el efecto de lavado de la capa superficial, no tiene sentido extrapolar el contenido de cloruros medido en una rodaja interior hasta dicha capa superficial.

En cuanto a los dos Muelles situados en zona sumergida, el Muelle A presenta una concentración media de cloruros en superficie del 0,2367% en peso de hormigón (lo que representa un valor muy bajo. El Muelle B es del 0,4774% (con 6,5 años de exposición), muy similar a la medida en los Muelles situados en carrera de mareas. Por lo tanto, también en zona sumergida el rango de valores de concentración de cloruros en superficie se situaría entre 0,2 y 0,7% en peso de hormigón.

EL autor concluye que el contenido de cloruros en superficie a largo plazo, utilizable en los cálculos del coeficiente de difusión mediante la ley de Fick, adopta un valor conservador en torno al 0,7% en peso de hormigón, con ligeras variaciones en función de la dosificación del hormigón, para los puertos peninsulares españoles (ambiente marino sumergido y de carrera de mareas).

B. Polder-2005, presenta una serie de investigaciones en seis estructuras de hormigón a lo largo de la costa del Mar del Norte en los Países Bajos. Con edades entre 18 y 41 años. Las inspecciones visuales mostraron daños por corrosión en una sola estructura. Todas las estructuras mostraron una considerable penetración de cloruros con dispersiones grandes dentro de unas áreas examinadas relativamente pequeñas. La modelación se basó en el modelo DuraCrete para la entrada de cloruros.

Valores proporcionados por B. Polder, - 2005.

Estructura	Zona de prueba	Contenido superficial (% cloruros por peso de cemento)		Coeficiente superficial ( $10^{-12}$ m <sup>2</sup> /s)	
		$\mu$	$\sigma$	$\mu$	$\sigma$
Muelle Scheveningen	Losas prefabricadas (+7 m)	3.5	1.3	0.14	0.03
Muelle Scheveningen	Viga transversal (+5m)	2.6	1.0	0.28	0.14
Muelle Scheveningen	In situ (+5m)	3.2	1.3	0.33	0.14
Haringvliet	Muelle 11, bajo (+1m)	2.8	2.0	0.12	0.04
Haringvliet	Muelle 11, medio (+9m)	0.4	0.0	0.14	0.05
Haringvliet	Muelle 11, alto (+14m)	0.7	0.2	0.10	0.02
Calandkanaal	Muro del muelle (+1m)	3.9	1.9	0.19	0.02
Hartelhaven	Muro del muelle (+1m)	2.9	0.3	0.12	0.01
Eurpahaven	Muro del muelle (+1m)	3.9	1.3	0.12	0.01
SVKO	Muelle Hammen 8 (+1m)	2.2	0.6	0.24	0.07
SVKO	Viga superior (+4m)	4.1	0.3	0.27	0.06
SVKO	Elemento puente (+9m)	5.3	1.5	0.28	0.12
Nordland	Muro del muelle (+1m) 8 años	1.8	0.3	0.84	0.1
Nordland	Muro del muelle (+1m) 18 años	2.2	0.1	0.36	0.0

Tabla 51.6

Como se puede observar también en este estudio los valores medios de concentración superficial de cloruros se mueven entre 0,15 y 0,7% en hormigón, considerando un contenido de cemento entre 300 y 350 kg/m<sup>3</sup>.

Parece que entre 5 y 7m. en altura respecto del nivel del mar, se podría colocar la barrera límite para la concentración superficial de cloruros máxima.

### 5.3.- Características del material.

Aparte de las condiciones ambientales, existen características relacionadas con los materiales constitutivos del hormigón que influyen directamente en el proceso de durabilidad de los diversos elementos estructurales, y aunque muchos aspectos relacionados con el material ya han sido expuestos en otros capítulos se relaciona aquí los más significativos.

### 5.3.1.- Contenido crítico de cloruros.

El contenido crítico de cloruros es la cantidad de cloruros que provoca la corrosión activa del acero. En el apartado 3.4 del capítulo 1 de esta tesis, se presentaron y comentaron las condiciones para que se produzca tal corrosión activa. De los análisis de lo que allí se dice cabe indicar, que no existe consenso sobre tal contenido de cloruros que despasiva la armadura y provoca el principio de la etapa de propagación. Esto ocurre debido a la cantidad de factores que intervienen en el proceso, tal como se comentó en dicho apartado. En estas condiciones, la literatura especializada, ha pretendido consensuar unos valores referenciales que fijasen el final de la etapa de iniciación. Helene-1993, recopiló los valores propuestos por distintos códigos, en aquel momento, según se indican en el cuadro siguiente:

País	Norma	Límite de cloruros		Referencia
		Hormigón Armado	Hormigón pretensado	
Brasil	NBR 6118	0,05%		agua
	NBR 7197		0,05%	
	NBR 9062		0,05%	
España	EH	0,4%		cemento
	EP		0,1%	
EEUU	ACI 222	0,2%	0,08%	cemento
	ACI 201	0,2%	0,08%	
	ACI 318	0,3% ambiente normal 0,15% ambiente cloruro 1% ambiente seco	0,06%	
Europa	CEB	0,05%	0,025%	hormigón
	CEB-FIP	0,4%	0,2%	cemento
	ENV-206	1%hormigón en masa 0,4% hormigón armado	0,2%	
Japón	JSCE SP-2	0,6 kg/m <sup>3</sup>	0,3 kg/m <sup>3</sup>	hormigón

Tabla 5.17

A lo largo del tiempo, según se puede ver en el mencionado apartado 3.4 del capítulo 1 de esta tesis, estos valores han ido aumentando de forma significativa, en los distintos códigos nacionales, a medida que aumentaba la experimentación sobre elementos estructurales reales y la capacidad tecnológica de materiales y ejecución. En este sentido, autores como B. Odriozola-2007, propone valores que pueden considerarse conservadores del 1,8% y el 1% (expresados en peso de cemento) en ambiente sumergido y de carrera de mareas, respectivamente.

Instrucción EHE-08, limita el contenido total de cloruros en el hormigón **0,3% del peso del cemento para el hormigón pretensado y 0,6% para el hormigón armado.**

*“En condiciones normales, puede adoptarse un valor del 0,6% del peso de cemento para la comprobación del Estado Límite en relación con la corrosión de las armaduras pasivas. En el caso de armaduras activas pretesas, puede adoptarse un valor límite de  $C_{th}$  de 0,3% del peso de cemento.”*

Aunque comenta “La concentración crítica de cloruros, deberá ser establecida por el Autor del proyecto de acuerdo con las condiciones específicas de la estructura”, nuevamente el Código, vuelve a dejar al proyectista sin referencia.

### 6.3.2. - Coeficiente de Difusión.

El coeficiente de difusión de cloruros es el principal parámetro que modela la teoría de la propagación o transporte de cloruros dentro del hormigón. Existe una fuerte dependencia entre éste coeficiente y la concentración superficial de cloruros, variando dicho coeficiente a medida que el cloruro ingresa en el interior del hormigón. Esto ocurre debido a los cambios microestructurales provocados por la interacción de los cloruros con la pasta de cemento endurecida (fenómenos de fijación, reducción de movilidad iónica, porosidad o presencia de fisuras); además el efecto diferenciado de absorción de cloruros que ocurre en las partes más superficiales de los elementos de hormigón, también contribuyen a producir alteraciones en el coeficiente de difusión.

En cualquier caso, el coeficiente de difusión de cloruros, disminuye con el tiempo, en función, principalmente, de los procesos continuos de hidratación del cemento Portland. Watanabe-2001, realizó experiencias verificando la variación del coeficiente de difusión en el tiempo.

Para hormigones con cemento Portland común.

$$D(t) = (2.81 + 7e^{-0.005t}) \cdot 10^{-5}$$

Para hormigones con adiciones de 26% de cenizas volantes.

$$D(t) = \left[ 10.54 - 0.0168 \cdot t - (1.181 \cdot 10^{-5}) \cdot t^2 + (2.418 \cdot 10^{-8}) \cdot t^3 \right] \cdot 10^{-8}$$

Donde:

D                    Coeficiente de difusión de cloruros en m<sup>2</sup>/s  
t                    Tiempo en años

Una representación de estas ecuaciones la podemos observar en la siguiente figura, donde se verifica la disminución del coeficiente de difusión en el transcurrir del tiempo. También el efecto beneficioso de la adición de cenizas volantes.

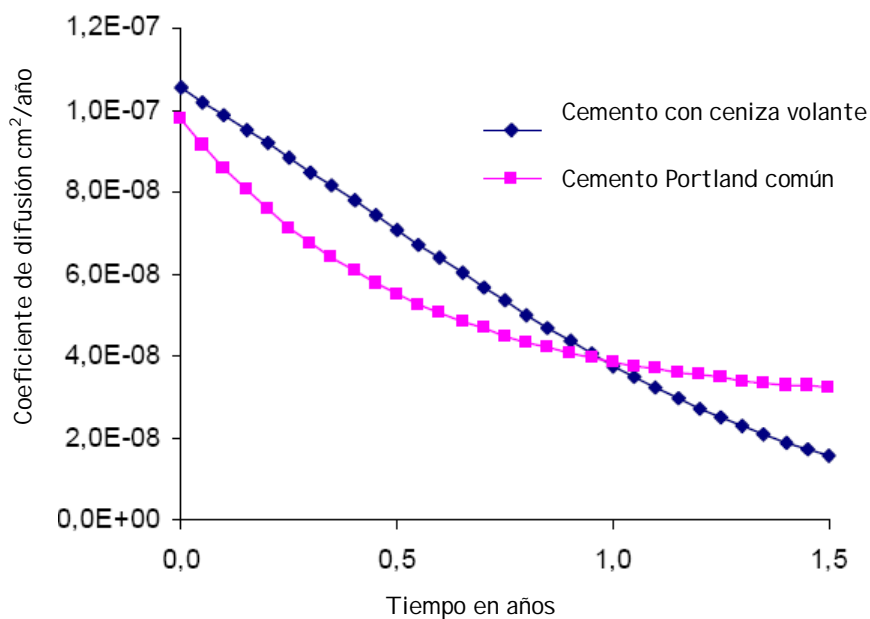


Figura 5.17. Disminución del coeficiente de difusión en el tiempo

Con anterioridad, Bamforth-1996, ya había verificado la condición de disminución con el tiempo sobre estructuras reales.

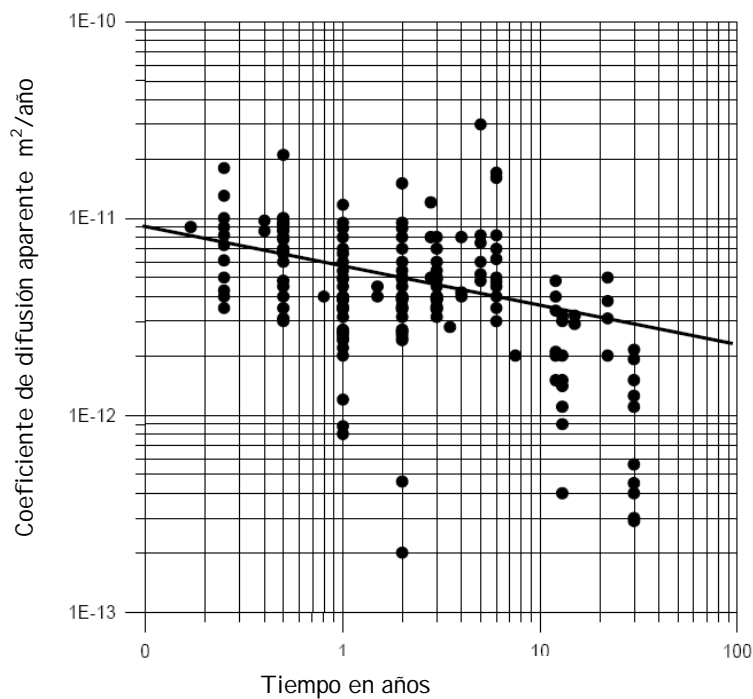


Figura 5.17. Disminución del coeficiente de difusión en el tiempo



En las siguientes figuras se presenta la variación, en el tiempo, del coeficiente de difusión en función de la relación a/c, según el análisis determinista efectuado en esta tesis, para los cementos tipo CEM I, CEM II, y CEM III, relaciones a/c - 0,40-0,45-0,50-0,55-0,60

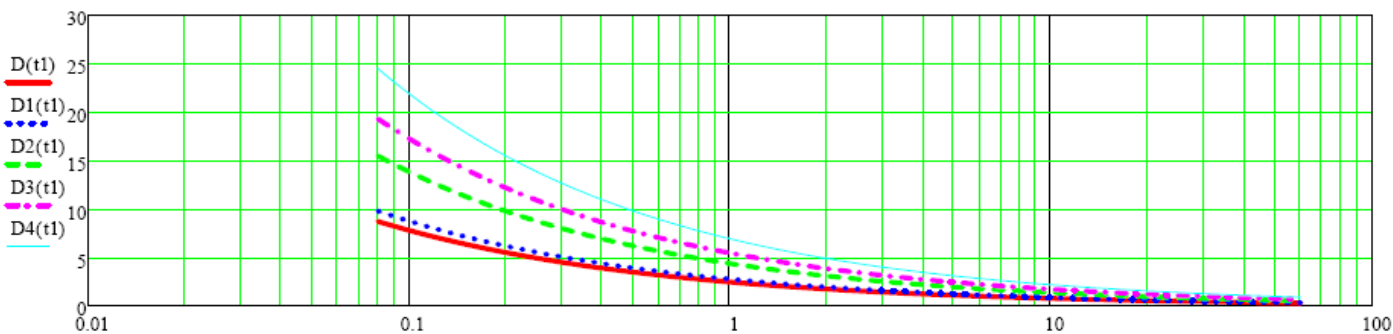


Figura 5.18 Relación Coeficiente de difusión ( $10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$ ) - Tiempo en años (según Anejo 9 EHE-08) CEM-I

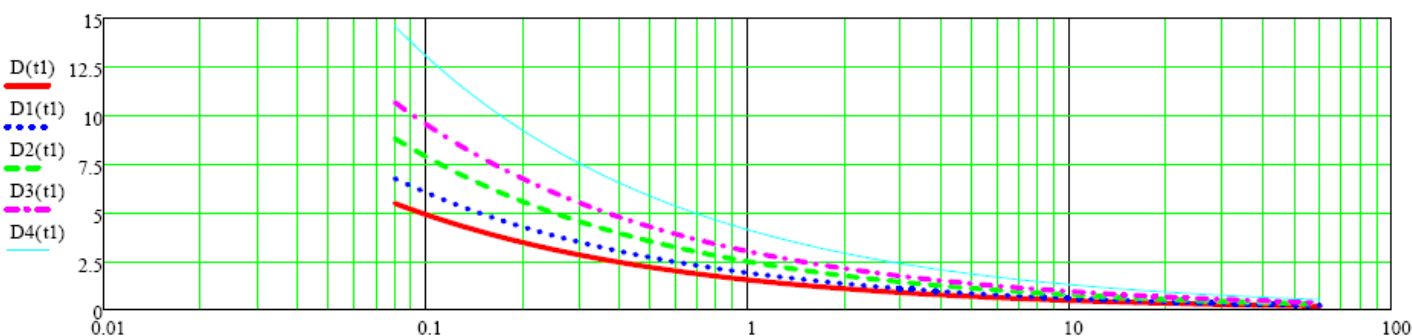


Figura 5.19. Relación Coeficiente de difusión ( $10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$ ) - Tiempo en años (según Anejo 9 EHE-08) CEM-II /A-V

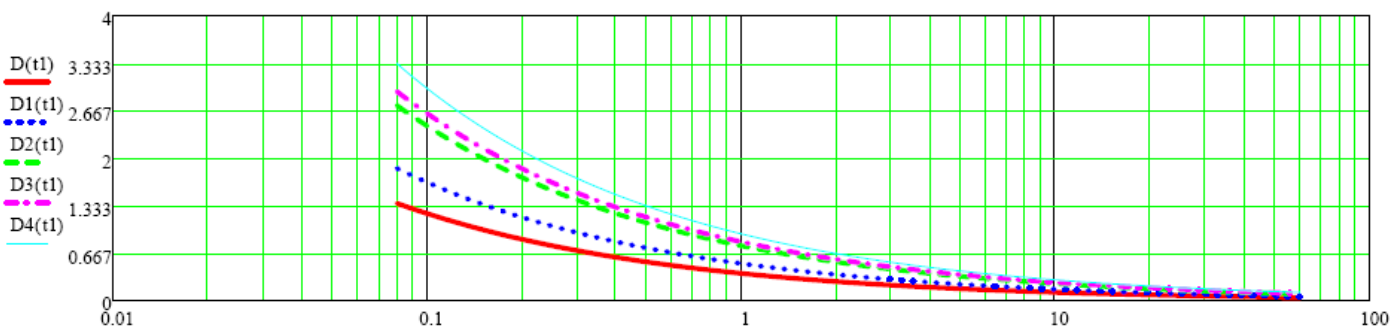


Figura 5.20 Relación Coeficiente de difusión ( $10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$ ) - Tiempo en años (según Anejo 9 EHE-08) CEM-III

Además de variar con el tiempo, el coeficiente de difusión varía con la temperatura. Amey-1998, lo modela a través de la ecuación de Nernst-Einstein, como:

$$D_2 = D_1 \left( \frac{T_2}{T_1} \right)^q e^{\left[ q \left( \frac{1}{T_1} - \frac{1}{T_2} \right) \right]}$$

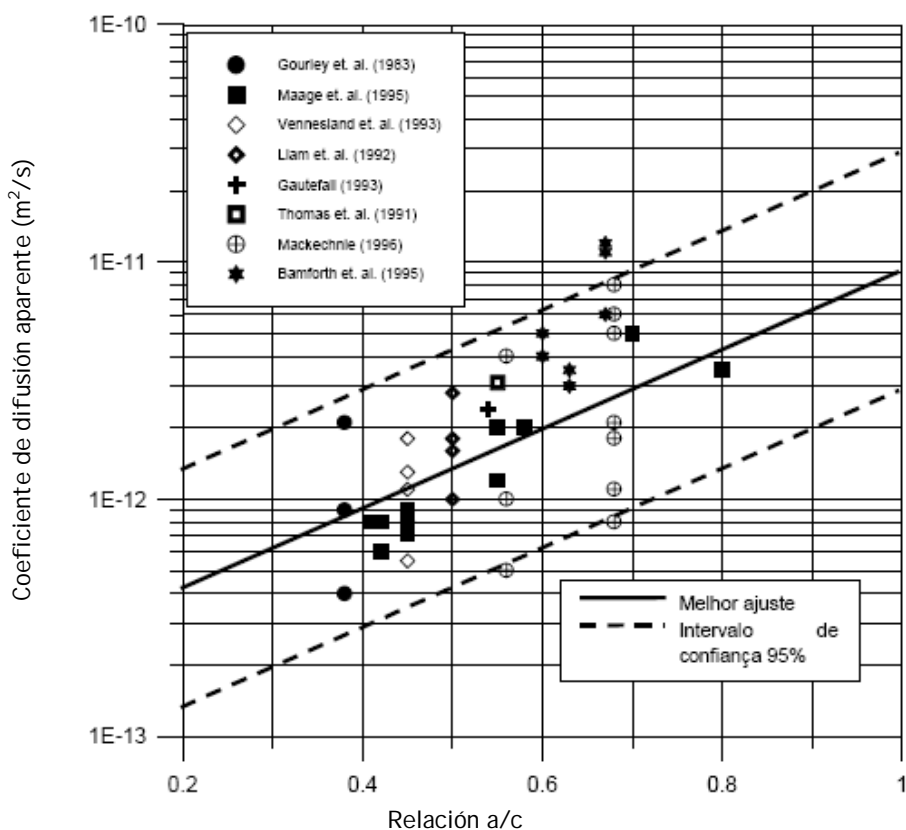
Donde:

- $D_1$  Coeficiente difusión a temperatura  $T_1$  en  $\text{cm}^2/\text{s}$
- $T_1$  Temperatura inicial (K)
- $D_2$  Coeficiente difusión a temperatura  $T_2$  en  $\text{cm}^2/\text{s}$
- $q$  Constante experimental, función de  $a/c$

Relación a/c	q (k)
0,4	6000
0,5	5450
0,6	3850

Tabla 5.18

En un trabajo de recogida de datos relacionados con el coeficiente de difusión de cloruros obtenidos en estructuras reales, Bamforth-1996, verifico que el coeficiente de difusión presenta una banda de variación bastante bien definida, según se puede ver en la siguiente figura.



o de  
a 95%

Figura 5.21  
Variación del coeficiente de difusión Bamforth-1996

De acuerdo con los datos presentados por este autor, se observa que existe una variación típica de los valores del coeficiente de difusión para todo tipo de hormigones investigados, donde el valor medio está en el entorno de  $2,66 \cdot 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$ , con un coeficiente de variación de 0,98, supone una alta variabilidad al considerar todo el conjunto de hormigones.

En resumen, se observa que el coeficiente de difusión de cloruros es una propiedad que varía continuamente en el tiempo, siendo dependiente de las características de los materiales y del medio ambiente. Por esto, es muy difícil obtener un parámetro razonable de comparación entre diversos tipos de hormigones, a fin de poder comparar los efectos de dicho coeficiente sobre la vida útil de las estructuras.

#### **5.3.2.1. - Coeficiente de Difusión-Resistencia a compresión.**

En general sería deseable encontrar una buena relación entre tales propiedades, por ser la resistencia a compresión el parámetro que caracteriza el hormigón y aunque se observa que los hormigones de elevada resistencia presentan menores coeficientes de difusión y se constata el diferente efecto de las adiciones en ambas propiedades, siendo el efecto en la resistencia poco notable pero sí es importante en la difusión de cloruros (en ambiente sumergido la difusión es más rápida, tanto más cuanto menor es la resistencia del hormigón), la resistencia no es un buen medio de control del coeficiente de difusión, ya que muestras de hormigones de resistencia similar propician muy diferentes coeficientes para el mismo ambiente. Además el efecto de las adiciones sobre la resistencia es muy inferior al que originan en la difusión de los cloruros, por lo que este ensayo mecánico no controla de forma precisa su efecto beneficioso sobre la durabilidad.

#### **5.3.2.2. - Coeficiente de Difusión-Porosidad.**

La relación entre el coeficiente de difusión de cloruros calculado a partir de los perfiles de penetración de cloruros y la porosidad abierta (expresada en %) en testigos de siete muelles y de las probetas de laboratorio fue estudiado por B. Odriozola-2007, observando que existe una correlación muy baja entre ambos parámetros para los hormigones situados en zona de carrera de mareas, aunque sí es muy elevada en los hormigones situados en ambiente marino sumergido. Esta diferencia se explica porque la porosidad no refleja adecuadamente el efecto beneficioso de la ceniza volante y la escoria sobre la difusión de cloruros.

Considerando únicamente los hormigones de cemento portland, se observa que no hay una buena relación entre los resultados correspondientes a cada ambiente debido a que este ensayo proporciona una información parcial de la durabilidad del hormigón, ya que no valora la distribución de los poros (que es lo que caracteriza al tipo de transporte de sustancias agresivas en el interior del hormigón), lo que permitiría precisar más la velocidad real de penetración de los cloruros según el mecanismo de transporte que domine en el ambiente.

Por todo ello, valorando la porosidad como ensayo de control de la durabilidad, a causa de estas discrepancias (no tener en cuenta adecuadamente el efecto de las adiciones minerales y no distinguir entre las diferentes condiciones de exposición), la porosidad total

no se considera una propiedad del hormigón adecuada para evaluar su impermeabilidad a la penetración de cloruros.

#### **5.3.2.3.- Coeficiente de Difusión-Absorción.**

La absorción es otra forma de evaluar también el contenido total de poros, por lo que la situación es equivalente a la que se explicó en el caso anterior de porosidad, en el que hay resultados correspondientes a los hormigones con adiciones (cenizas volantes y escorias) que distorsionaban la regresión correspondiente a hormigones en carrera de mareas. Así, se observa que existe una mala correlación entre ambos parámetros para los hormigones situados en zona de carrera de mareas debido al efecto mal contabilizado de las adiciones sobre la porosidad.

Por lo tanto, la absorción de agua no se considera un ensayo adecuado para controlar la impermeabilidad del hormigón a la penetración de cloruros en ambiente marino (zonas sumergida y de carrera de mareas). Sin embargo, en zona sumergida hay resultados de ensayo de absorción con mejores coeficientes de correlación, lo que indica que este mecanismo de transporte es significativo en dichas condiciones de exposición.

#### **5.3.2.4.- Coeficiente de Difusión-Capilaridad.**

Odrizola-2007, en experiencias reales describe que, en ambiente de carrera de mareas, la capilaridad muestra la tendencia esperable (mayores capilaridades suponen mayores coeficientes de difusión, con un elevado coeficiente de correlación) y contabiliza adecuadamente el efecto de las adiciones. Al ser la capilaridad el mecanismo dominante en este ambiente, tiene lógicamente, una buena correlación con la difusión aparente por lo que la diferente capilaridad del hormigón refleja cambios precisos en la velocidad de penetración de cloruros.

Sin embargo, en ambiente sumergido el mecanismo dominante es la difusión pura y la influencia de otros mecanismos como la permeabilidad o la capilaridad del hormigón es pequeña en la difusión aparente, por lo que las correlaciones obtenidas tienen coeficientes menores; el efecto del posible transporte inicial por capilaridad queda enmascarado a largo plazo por la difusión pura.

Por su baja sensibilidad en ambiente sumergido, la capilaridad no se considera un ensayo de control adecuado para definir la impermeabilidad del hormigón a la penetración de cloruros en ambiente marino. Sin embargo, en zona de carrera de mareas hay resultados de ensayos de capilaridad (Odrizola-2007), que muestran buen coeficiente de correlación de los ensayos analizados, lo que indica que este mecanismo de transporte es significativo en dichas condiciones de exposición.

### 5.3.3. - Contenido y tipo de cemento.

Al incrementar el contenido de cemento, la capacidad de fijación del hormigón frente a los cloruros aumenta, aunque influye menos que otros factores. Normalmente un contenido de cemento en torno a  $300 \text{ kg/m}^3$  es suficiente para conseguir una permeabilidad suficientemente baja.

La capacidad de fijación de cloruros es inferior en los cementos resistentes a sulfatos que en los normales. Además, en ensayos realizados en laboratorio sobre prismas de mortero, Yang-2003, las barras de acero embebidas en cemento portland resistente a los sulfatos Tipo V muestran un área de corrosión relativamente más grande que las embebidas en cemento portland normal, para los mismos contenidos de cloruros.

La capacidad de fijación de cloruros de los cementos portland y de los cementos con puzolanas será función de la cantidad de  $C_3A$  en el clinker; en el caso de los cementos con escorias, dependerá de la cantidad de  $C_3A$  en la parte del clinker, y del contenido de aluminato en la parte de escorias. Sin embargo, los iones cloruros no pueden eliminarse totalmente de la solución de los poros mediante fijación química, dado que se establece un equilibrio entre los cloruros combinados y los libres; por lo tanto, incluso con elevados contenidos de  $C_3A$ , siempre habrá cloruros libres en la solución de los poros. En los cementos portland normales, no hay una relación directa entre la concentración de cloruros combinados y el contenido de  $C_3A$ . Sin embargo, sí hay una relación cualitativa con el contenido de  $C_3A + C_4AF$  y el pH de la solución. De hecho, la fijación de cloruros se ve favorecida por la presencia de cenizas volantes, incluso aunque la ceniza no contenga  $C_3A$ . Según el ACI 357R, el contenido de  $C_3A$  no debería ser inferior al 4% para proteger suficientemente a la armadura, y no debería ser superior al 10% para obtener un hormigón resistente a los sulfatos.

Sin embargo, hay autores que señalan que hay poca diferencia en la penetración de cloruros en morteros fabricados con cemento portland con 0% de  $C_3A$  y con 8,6% de  $C_3A$ ; de acuerdo con Mehta, no sería esperable una fijación química de los cloruros que penetran desde el exterior a menos que el contenido de  $C_3A$  sea superior al 8%; numerosos ensayos realizados por Sluiter también indican que la fijación de cloruros por la pasta de cemento es fundamentalmente una consecuencia de la adsorción física a la superficie del gel. Esto podría explicar por qué el  $C_3A$  tiene un efecto tan pequeño sobre la penetración de cloruros.

Esta generalizado que el cemento portland sin adiciones es el que proporciona mayor cantidad de "reserva alcalina", que supone una reserva frente al ataque de los cloruros. Ahora bien, si se asegura el post-endurecimiento mediante un adecuado curado, se puede alcanzar una mayor impermeabilidad en los hormigones hechos con cementos con adiciones que la obtenida en análogas condiciones con cementos portland, lo que hace que el tiempo que tarde el agresivo en llegar a la armadura pueda ser más largo.

Así, los cementos portland presentan de 2 a 5 veces mayor penetración de cloruros que los cementos con adiciones. A pesar de esto, ensayos realizados en probetas de hormigón

colocadas en una piscina de mareas durante 30 años, (Makita-1980) señala que el perfil de cloruros solubles en agua es similar para los hormigones fabricados con cementos portland normal, con cementos portland de elevada resistencia inicial y con cementos portland de bajo calor de hidratación; pero la penetración de cloruros era algo menor para el hormigón fabricado con cemento con escorias, y aún menor para el hormigón con cemento aluminoso. Sin embargo, en todos los casos la concentración de cloruros en el interior de las probetas (incluso con 70 mm de recubrimiento) superaba el contenido crítico de cloruros establecido del 0,4% en peso de cemento. El análisis físico de la corrosión de las armaduras mostraba una cantidad significativa de superficie corroída en todos los casos, salvo en el del hormigón con escorias; la presencia de óxido en las armaduras del hormigón aluminoso, incluso para una concentración de cloruros relativamente baja, indica que el contenido crítico de cloruros se ve muy influenciado por la naturaleza de la interfase acero-hormigón, que en el caso del hormigón aluminoso presentaba mucha mayor porosidad.

Por último indicar que, la reducción de la relación agua/cemento de 0,65 a 0,35, así como la adición de cenizas volantes o humo de sílice, disminuye la difusión de cloruros y aumenta la resistividad eléctrica del hormigón. Sin embargo, desde un punto de vista práctico no tienen efecto sobre la corrosión del acero de estructuras que tengan la superficie de hormigón fisurada.

#### 5.4.- Caracterización estadística de las variables.

Quizás el mayor problema para un planteamiento general y efectivo de los métodos probabilistas en la previsión de la vida útil en las estructuras, reside en la caracterización estadística de las variables básicas que intervienen en los procesos de corrosión, y fundamentalmente en la dificultad de obtener datos suficientes de tales variables. En este sentido el propio anejo 9º de EHE-08, alerta sobre la necesidad de recurrir a ensayos para modelar variables como el coeficiente de difusión, el contenido superficial de cloruros o el factor de edad, etc., En un futuro próximo, y en esta tesis se hace patente tal necesidad, habría que recurrir a la elaboración de mapas de caracterizaciones estadísticas ambientales, como por ejemplo han venido haciendo, durante los últimos años, **Norwegian Building Research Institute (NBI) "Instructions for quantitative classification of environmental degradation loads onto structures"**, proyecto de investigación multinacional para el estudio de las cargas ambientales que generan la degradación de elementos estructurales, en la siguiente figura se muestra un ejemplo de cartografía de Alemania con el promedio anual de deposición húmeda de Cl en los períodos de los años 1987-89 y 1993-95

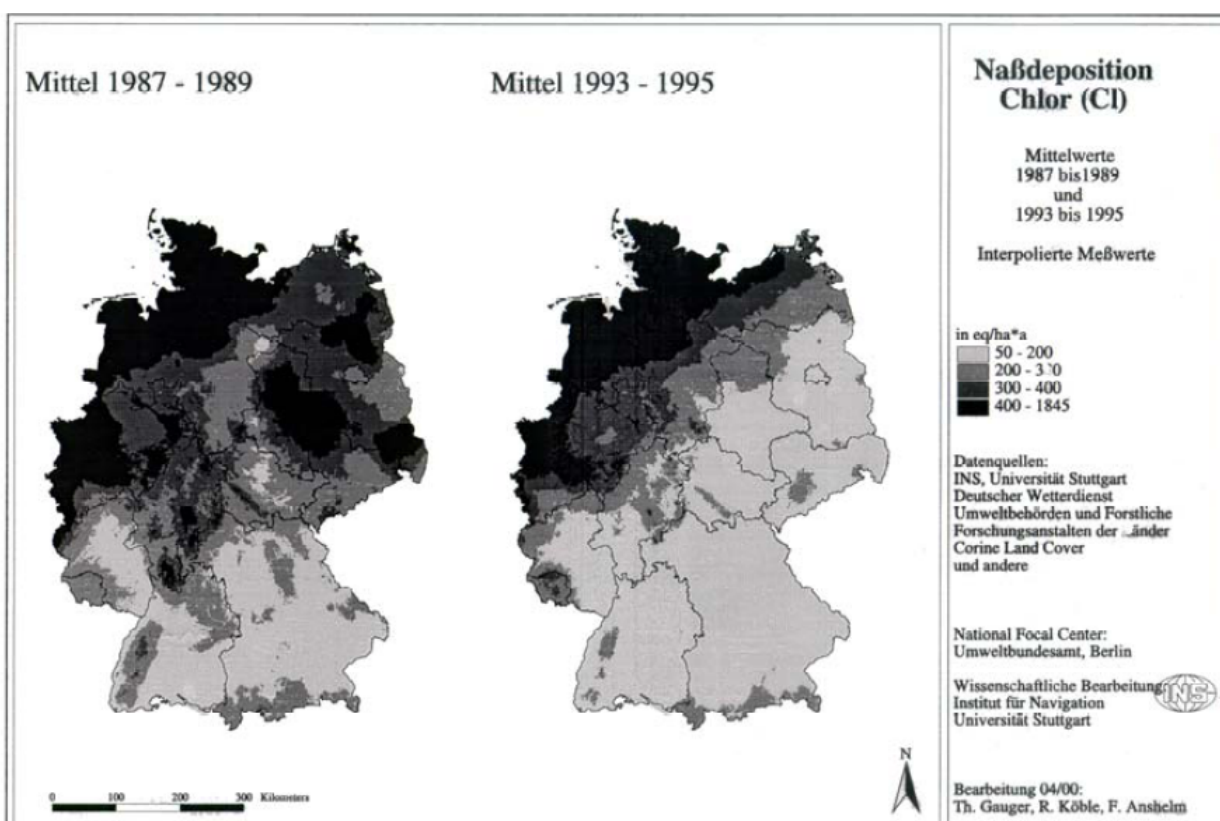


Figura 5.22 Distribución de Cloruros en Alemania

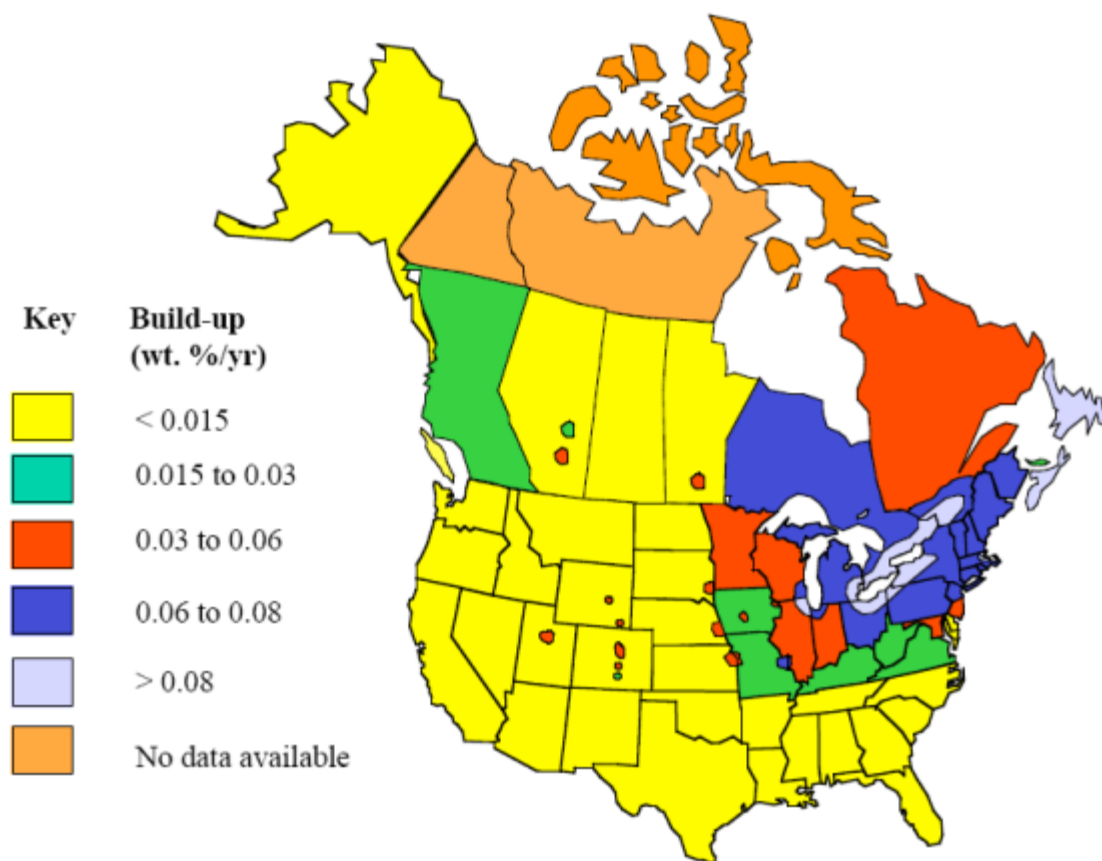


Figura 5.23 Acumulación de cloruro en la superficie estructural según ACI Comité 365 "Service Life Prediction"

Este modelo de niveles de cloruros en Norte América, determina una concentración superficial máxima,  $C$ , y el tiempo necesario para llegar a ese máximo,  $t_{max}$ , según el tipo de estructura, su ubicación geográfica, y la exposición, como datos de entrada determinados por el usuario.

La concentración superficial de cloruros es la principal fuerza motriz de la penetración de cloruros en Life-365. Este modelo selecciona la velocidad de acumulación de cloro y la concentración máxima superficial en función del tipo de exposición, tipo de estructura y ubicación geográfica. Life-365 tiene en cuenta las siguientes condiciones de exposición:

- Zona de salpicaduras Marina (definida dentro del rango de mareas o a 1m del nivel de pleamar)
- Zona spray Marina (definida como más de 1m por encima del nivel de pleamar, pero a veces expuesto a la niebla salina de agua)
- A unos 800 m del mar
- A unos 1.5 km del mar
- Aparcamientos
- Puentes de carreteras rurales
- Puentes de carretera urbanos



Las cuatro primeras categorías están disponibles sólo para las regiones costeras. Por ejemplo si elegimos Tampa, en Florida, como un lugar, tenemos todas las condiciones de exposición anteriores. Sin embargo, si se selecciona Wichita, Kansas, sólo se ofrecerán las tres últimas condiciones de exposición.

Para estructuras en un ambiente marino, el modelo asume los valores de la siguiente tabla:

	Tasa acumulación (% año)	Máximo (%)
Zona de salpicaduras	instantáneo	0.8
Zona de spray	0.10	1.0
A 800 m	0.04	0.6
A 1.5 km	0.02	0.6

Tabla 519. Tasas de acumulación y concentración máxima en superficie, varias zonas

Los valores de deposición de cloruro atmosférico varían ampliamente según el entorno. Los valores predeterminados que aparecen en la tabla anterior, pueden considerarse como valores máximos. Los valores reales obtenidos de estructuras varían desde un 0.004 % al año a más de un 0.1 % al año. Los datos indican que la tasa de deposición de cloruro en el aire es función de la frecuencia de las lluvias y la proximidad a la brisa del mar. Se aconseja verificar la velocidad de acumulación de los cloruros en el aire y la concentración máxima superficial a partir de datos locales cuando estos estén disponibles, ya que hay poca información publicada sobre este tema.

Las concentraciones superficiales en tableros de puentes y estructuras de aparcamientos expuestas a sales de deshielos, son seleccionadas de una base de datos desarrollada por Life-365. Esta base de datos funciona como una guía que debe ser verificada con datos locales de proyecto. La base de datos combina los datos de aplicación de sal de deshielo; de encuestas realizadas por el Instituto de la Sal entre 1960 y 1984, y datos relacionados con la tasa de acumulación de cloruros para autopistas de los Estados Unidos.

Los valores de esta base de datos también se compararon con los datos de contenido de cloruros recogidos de diversas estructuras de aparcamientos en los EE.UU. y los datos de cloruros en puentes presentados por Babei y Hawkins (1987). La información de la base de datos se usó para construir el mapa de tasas de acumulación de cloruros en Norteamérica. La concentración superficial máxima es más grande en los estacionamientos ubicados en zonas donde se usa la sal de deshielo, y supone alcanzar el 1.0% en peso del hormigón (color azul claro en la figura 5.23). En otras zonas, la concentración superficial máxima en estacionamientos alcanzará el 0.8% en peso de hormigón.

Una alternativa posible es la recopilación de datos locales obtenidos a través de inspecciones realizadas sobre edificaciones existentes, datos obtenidos mediante experimentaciones aceleradas y análisis de datos de casos obtenidos de la literatura especializada (publicaciones científicas, órganos o instituciones relacionados con el medio ambiente y la meteorología etc.). Se observa que en la bibliografía internacional hay una razonable cantidad de datos que permitan determinar propiedades estadísticas de determinados parámetros, que han sido utilizados para el desarrollo de este trabajo.

El primer intento de una caracterización estadística del proceso de ingreso de los cloruros en el hormigón fue abordado en el proyecto europeo DuraCrete-1998, donde se recopiló una extensa base de datos para la caracterización estadística de la durabilidad del hormigón. El modelo empleado allí para evaluar el ingreso de los cloruros en el hormigón, se basa en la segunda ley de Fick, modificando los coeficientes dependientes de los materiales en función del tiempo de exposición.

Variable	Simb.	Ud.	Media	Desviación estándar	Distribución
Recubrimiento	X	[mm]	40	8	Log Normal
Conc. Crítica	$C_{cr}$	[%cem]	0.80	0.1	Normal
Concentración superficial	$C_{SN}$	[%cem]	2.40	0.2	Normal
Factor de ejecución	$K_c$	[-]	1	-	Normal
Factor ambiental	$K_e$	[-]	1	0.3	Normal
Factor de edad	n	[-]	0.25	0.05	Beta
Coefficiente de difusión	$D_{Cl}$	[mm/a <sup>0.5</sup> ]	160	24	Normal

Tabla 5.20 Caracterización de variables propuestas en el proyecto DuraCrete

**Da Silva-1998**, también ha realizado un estudio estadístico sobre los modelos de ingreso de cloruros en el hormigón. Su estudio se ha realizado empleando el modelo de Papadakis para la obtención del coeficiente de difusión de los cloruros en el hormigón y la aplicación de la segunda ley de Fick con coeficientes constantes para el proceso de difusión.

Variable	Unid.	Media	CoV	Función de densidad
$D_{Cl}(a/c = 0.4)$	$m^2/s$	$5.74 \cdot 10^{-12}$	16	Log-normal
$D_{Cl}(a/c = 0.5)$	$m^2/s$	$8.31 \cdot 10^{-12}$	21	Log-normal
$D_{Cl}(a/c = 0.6)$	$m^2/s$	$1.16 \cdot 10^{-11}$	20	Normal
$D_{Cl}(a/c = 0.7)$	$m^2/s$	$1.50 \cdot 10^{-11}$	17	Normal
$D_{Cl}(a/c = 0.8)$	$m^2/s$	$1.77 \cdot 10^{-11}$	24	Normal
$D_{Cl}(a/c = 0.9)$	$m^2/s$	$1.82 \cdot 10^{-11}$	16	Normal
$C_s$ (costa)	%	-	90	Log-normal
$C_s$ (interior)	%	-	90	Log-normal

Tabla 5.21 Caracterización de variables propuestas por Da Silva.

**Izquierdo et al-2001**, han analizado los coeficientes de difusión obtenidos de muestras del puente *Rafael Urdaneta* en el lago Maracaibo (Venezuela).

Variable	Unid.	Media	CoV	Función de densidad
$D_{Cl}$ (salpicaduras)	M <sup>2</sup> /s	$5.27 \cdot 10^{-13}$	90	
$D_{Cl}$ (marea)	M <sup>2</sup> /s	$5.45 \cdot 10^{-13}$	51	
$D_{Cl}$ (atmosférica)	M <sup>2</sup> /s	$4.44 \cdot 10^{-13}$	100	
$V_{Cl}$ (salpicaduras)	Mm/y	0.535	55	Log-normal
$V_{Cl}$ (marea)	Mm/y	0.667	17	Normal
$V_{Cl}$ (atmosférica)	Mm/y	Dependiente de la altura	10	Normal

Tabla 5.22 Caracterización de variables propuestas por Izquierdo

Un estudio similar ha sido realizado por **Sagües et al-1998** donde se caracteriza estadísticamente el coeficiente de difusión y la concentración superficial de cloruros en las pilas de un puente situado en ambiente marino.

Variable	Unid.	Media	CoV	Función de densidad
$D_{Cl}$ (H=0.4m)	m <sup>2</sup> /s	$2.13 \cdot 10^{-13}$	90	Normal
$D_{Cl}$ (H=0.7m)	m <sup>2</sup> /s	$1.00 \cdot 10^{-13}$	51	Normal
$D_{Cl}$ (H=1.5m)	m <sup>2</sup> /s	$4.95 \cdot 10^{-14}$		Normal
$C_S$ (H=0.4m)	%cem	6.24	55	Normal
$C_S$ (H=0.7m)	%cem	3.82	55	Normal
$C_S$ (H=1.5m)	%cem	2.45	55	Normal

Tabla 5.23 Caracterización de variables propuestas por Sagües

**McGee-2000**, ha empleado también la segunda ley de Fick para el análisis de la probabilidad de despasivación en los puentes de Tasmania. En su estudio divide la caracterización en dos variables fundamentales, por un lado la concentración superficial de cloruros y por otro el coeficiente aparente de difusión de éstos en el hormigón.

Por lo que se refiere a la concentración superficial de cloruros, ha estudiado un total de 264 muestras y dividido en distancias hacia la costa. Así, muestra los resultados de concentración superficial en función de la distancia a la costa y la altura sobre el nivel del mar. No encontró ninguna relación entre la concentración superficial y los parámetros constitutivos del hormigón (relación agua - cemento, cantidad de cemento, módulo de elasticidad, densidad, porosidad, etc.) ni tampoco con las características climáticas de la zona de localización (régimen de lluvias, humedad, temperatura, radiación, etc.).

Variable	Distancia [km]	Altura [m]	Unid.	Media	CoV	Función densidad
C <sub>S1</sub>	0	<2	%horm	0.464	54.5	Normal
C <sub>S2</sub>	0	2-4	%horm	0.207	71.5	Normal
C <sub>S3</sub>	>0.1	>4	%horm	0.287	47.4	Normal
C <sub>S4</sub>	>0.5	>4	%horm	0.135	17.8	Normal
C <sub>S</sub>	Todos los datos		%horm	0.384	65.3	Normal

Tabla 5.24 Caracterización de la concentración superficial determinada por McGee

En cuanto a la caracterización de los coeficientes aparentes de difusión de cloruro, la mayoría de los hormigones pertenecía a un tipo con dosificación a/c 0,57 y cantidad de cemento en tomo a 350 kg/m<sup>3</sup> y tampoco McGee-2000, aprecia ninguna relación aparente con los parámetros constitutivos del hormigón.

Variable	Distancia [km]	Altura [m]	Unid.	Media	CoV	Función densidad
D <sub>C11</sub>	0	<2	m <sup>2</sup> /s	1.25 10 <sup>-12</sup>	48	Normal
D <sub>C12</sub>	0	2-4	m <sup>2</sup> /s	6.30 10 <sup>-13</sup>	43	Normal
D <sub>C13</sub>	>0.1	>4	m <sup>2</sup> /s	6.30 10 <sup>-13</sup>	47	Normal
D <sub>C14</sub>	>0.5	>4	m <sup>2</sup> /s	6.30 10 <sup>-13</sup>	41	Normal
D <sub>Cl</sub>	Todos los datos		m <sup>2</sup> /s	1 10 <sup>-12</sup>	60	Normal

Tabla 5.25 Caracterización del coeficiente de difusión de cloruros determinado por McGee

Otro de los ejemplos de caracterización estadística del ingreso de cloruros en el hormigón ha sido realizado por **Stewart et al -1998**

Simb.	Descripción	Unid.	Media	CoV	Distrib.
Em (d)	Error del modelo de difusión	-	1.0	20	Uniforme
C <sub>S</sub>	Concentración superficial	Kg/m <sup>3</sup>	3.5	50	Log-normal
C <sub>Cr</sub>	Concentración crítica	Kg/m <sup>3</sup>	0.9	19	Uniforme
I <sub>corr</sub>	Intensidad de corrosión	μA/cm <sup>2</sup>	$\frac{3.78(1-a/c)^{1.64}}{C}$		
Em (I <sub>corr</sub> )	Error del modelo de corrosión	-	1.0	20	Uniforme
D	Canto de losa	mm	D <sub>nom</sub> + 0.8	10	Normal
C <sub>sup</sub>	Recubrimiento superior	mm	C <sub>nom</sub> + 19.8	10	Normal
C <sub>inf</sub>	Recubrimiento inferior	mm	C <sub>nom</sub> + 8.6	10	Normal

Tabla 5.26 Caracterización del ingreso de los cloruros en el hormigón por Stewart

**Frederiksen-2000**, realiza un amplio estudio bibliográfico de las concentraciones críticas, proponiendo una serie de concentraciones medias en función del ambiente de exposición.

Tipo de hormigón	Exposición sumergida	Zona de salpicaduras	Salpicaduras con sales de deshielo	Zona atmosférica
<b>A/C=0.5</b>				
<b>100% CEMI</b>	1.5%	0.6%	0.4%	0.6%
<b>5% de HdS</b>	1.0%	0.4%	0.3%	0.4%
<b>10% ce HdS</b>	0.6%	0.2%	0.2%	0.2%
<b>20% Cenizas</b>	0.7%	0.3%	0.2%	0.3%
<b>A/C=0.4</b>				
<b>100% CEMI</b>	2.0%	0.8%	0.6%	0.8%
<b>5% de HdS</b>	1.5%	0.5%	0.4%	0.5%
<b>10% ce HdS</b>	1.0%	0.3%	0.2%	0.3%
<b>20% Cenizas</b>	1.2%	0.4%	0.3%	0.4%
<b>A/C=0.3</b>				
<b>100% CEMI</b>	2.2%	1.0%	0.8%	1.0%
<b>5% de HdS</b>	1.6%	0.6%	0.5%	0.6%
<b>10% ce HdS</b>	1.2%	0.4%	0.3%	0.4%
<b>20% Cenizas</b>	1.4%	0.5%	0.4%	0.5%

Tabla 5.27 Concentraciones críticas medias de despasivación propuestas por Frederiksen

**Polder-2005**, presenta una serie de investigaciones en seis estructuras de hormigón a lo largo de la costa del Mar del Norte en los Países Bajos. Tenían edades entre 18 y 41 años y la mayoría de ellos se hicieron con el cemento de escoria de altos hornos.

Estructura	Zona de prueba	Contenido superficial (% cloruros por peso de cemento)		Coeficiente superficial ( $10^{-12}$ m <sup>2</sup> /s)	
		$\mu$	$\sigma$	$\mu$	$\sigma$
Muelle Scheveningen	Losas prefabricadas (+7 m)	3.5	1.3	0.14	0.03
Muelle Scheveningen	Viga transversal (+5m)	2.6	1.0	0.28	0.14
Muelle Scheveningen	In situ (+5m)	3.2	1.3	0.33	0.14
Haringvliet	Muelle 11, bajo (+1m)	2.8	2.0	0.12	0.04
Haringvliet	Muelle 11, medio (+9m)	0.4	0.0	0.14	0.05
Haringvliet	Muelle 11, alto (+14m)	0.7	0.2	0.10	0.02
Calandkanaal	Muro del muelle (+1m)	3.9	1.9	0.19	0.02
Hartelhaven	Muro del muelle (+1m)	2.9	0.3	0.12	0.01
Eurpahaven	Muro del muelle (+1m)	3.9	1.3	0.12	0.01
SVKO	Muelle Hammen 8 (+1m)	2.2	0.6	0.24	0.07
SVKO	Viga superior (+4m)	4.1	0.3	0.27	0.06
SVKO	Elemento puente (+9m)	5.3	1.5	0.28	0.12
Nordland	Muro del muelle (+1m) 8 años	1.8	0.3	0.84	0.1
Nordland	Muro del muelle (+1m) 18 años	2.2	0.1	0.36	0.0

Tabla 5.28 Contenidos superficiales y Coef. de difusión descritos por Polder

Estructura	Zona	Recubrimiento	
		m	s
Muelle Scheveningen	Losa prefabricada (+7m)	26*	9*
Muelle Scheveningen	Viga transversal (+5m)	42.4	5.0
Muelle Scheveningen	In situ (+5m)	36.5	1.7
Haringvliet	Muelle 11, bajo (+1m)	71.1	4.9
Haringvliet	Muelle 11, medio (+9m)	79.5	4.1
Haringvliet	Muelle 11, alto (+14m)	90.1	5.1
Calandkanaal	Muro del muelle (+1m)	52.2	4.0
Hartelhaven	Muro del muelle (+1m)	54.6	6.6
Europahaven	Muro del muelle (+1m)	56.2	3.9
Easten Scheldt Barrier	Muelle Hammen 8 (+1m)	57.5	6.0
Easten Scheldt Barrier	Viga superior (+4m)	69.1	2.5
Easten Scheldt Barrier	Elemento puente (+9m)	41.1	1.4

Tabla 5.29 Recubrimientos medidos en las estructuras anteriores descritas por Polder

Connal & Berndt -2009, propone para diseños de puentes de 300 años de vida útil.

Variable	Media	CoV
Recubrimiento (mm)	75 (inoxidable) 150 (negro)	0.05; 0.1; 0.2
Coefficiente de difusión de cloruros inicial a 56 días ( $m^2/s$ )	$2 \times 10^{-12}$	0.25
Factor de edad "m"	0.56	0.25
Concentración superficial de cloruros (% en peso de cemento) ( $C_s$ )	0.65	0.2
Umbral de concentración de cloruros por acero negro (% en peso de acero) $C_t$	0.06	0.25
Umbral de concentración de cloruros por LDX 2101	0.35	0.25

Tabla 5.30

**I. Mele-2006**, como parámetros de diseño para la consideración del estado límite de despasivación para la etapa de iniciación.

Param.	Tipo	Unid.	Distribución D-C	Media $\mu$	Desv. Estándar $\sigma$	a	b
$D_0$	Coefficiente de difusión	(mm <sup>2</sup> /años)	ND	27.70	7.89		
n	Factor de edad	-	Beta ( $0 < n < 1$ )	0.29	0.07	0	1
$C_i$	Contenido inicial cloruros	(Cl%ligante)	-	-	-		
$C_s$	Concentración superficial cloruros	(Cl%ligante)	ND	3.45	1.00		
$C_{crit}$	Valor crítico	(Cl%ligante)	ND	0.5	0.15		
t	Tiempo de exposición	Años	D	100	-		
$t_0$	Tiempo de referencia	Años	D	0.078	-		
$K_t$ (RDM/CPM)	Factor test	-	ND	0.832	0.024		
$K_{c28}$	Factor de ejecución	-	D	4.445	2.333	0.4	1
$K_{e(splash)}$	Factor medioambiental	-	Gamma	0.777	1.292		
$D_c$	Recubrimiento	Mm	LN	50	15		

Tabla 5.31

**Li Ying-2007**, recoge valores mencionando estudios de Polder & Rooij, 2005.

Variable	Distribución	Media	Desviación estándar
$C_{Cl,s}$	Normal	5.3% (por peso de cemento)	1.47% (por peso de cemento)
$C_{Cl,cr}$	Normal	0.5% (por peso de cemento)	0.1% (por peso de cemento)
$D_{Cl}$	Normal	8.83 E-6 m <sup>2</sup> /a	3.69 E-6 m <sup>2</sup> /a
c	Normal	41.1 mm	1.4 mm

Tabla 5.32



P. Schiessl-2005, países bajos, proyecto túnel Western-Scheldt,

Variable N°	Parametro	Dimensión	$\mu$	$\sigma$	Tipo de distribución
1	$x_c$ - Recubrimiento	[mm]	50	5	Distribución
2	$D_{RCM,0}$ 5 Cl <sup>-</sup> Coeficiente de migración	[10 <sup>-12</sup> m <sup>2</sup> /s]	4.75	0.71	Normal
3	$C_{crit}$ Contenido crítico de cloruros	[wt%/ligante]	0.71	0.10	Normal
4	n- Exponente de edad	[-]	0.60	0.07	Normal
5	$k_t$ - Factor de test	[-]	0.85	0.20	Normal
6	$k_e$ -Factor medioambiental	[-]	1.00	0.10	Normal
7	$k_c$ -Factor de ejecución	[-]	1.00	0.10	Normal
8	$C_{SN-C(Cl)^-}$ - Superficie hormigón	[wt%/ligante]	4.00	0.50	Normal
9	$t_0$ - Tiempo de referencia	[años]	0.0767	-	Determinista

Tabla 5.33

S. Rostam -2008, propone como valores medios de las variables básicas, para su tratamiento probabilista, en túneles y puentes (vida útil 100 años), con funciones de distribución según caracterización Duracrete y coeficientes de variación según calidades de ejecución y valores locales, los siguientes.

	Zona Atmosférica marina	Zona Sumergida	Zona de salpicaduras (carrera de mareas)
Concentración Superficial de Cloruros en % de cemento	2%	2,5%	4%
Coeficiente de Difusión de cloruros (10 <sup>-12</sup> m <sup>2</sup> /s)	2	2/3/4/5 (*)	2
Concentración Critica de cloruros % de cemento	0,9%	2,2%	0,7%
Factor de edad (n)	0,4	0,3	0,4

(\*) Propone cuatro alternativas

Tabla 5.34

**Ferreira-2006**, presenta valores de diseño muy interesantes, para determinar vida útil en estructuras de 50 años con las siguientes consideraciones:

Concentración Superficial de cloruros ( $C_s$ ). Distribución normal con media de 2,5% en cemento y CoV 15%. Datos basados en valores obtenidos sobre probetas expuestas a ambiente marino en Cascais (Portugal).

Recubrimientos. Distribución normal, con media 50 mm. y desviación típica 10 mm.

Concentración Crítica de cloruros ( $C_{cr}$ ). Distribución normal, media 0,48% en cemento y CoV 10%. Basada en estudios publicados.

Para tener en cuenta las condiciones de los distintos tipos de cemento, en el coeficiente de difusión así como el factor de edad propone:

Tipo de cemento	$D_0(10^{-12}m^2/s)$	$\alpha$
CEM I	N(10,5/0,66)	N(0,37/0,07)
CEM II /A-V	N(10,1/0,81)	N(0,51/0,07)
CEM III /B	N(5,3/0,59)	N(0,6/0,15)

Tabla 5.35

-N- Distribución normal (media/desviación típica)

-Contenido de cemento - 400 kg/m<sup>3</sup>

-a/c - 0,45.

-D<sub>0</sub>- Coeficiente de difusión a 28 días.

También estudia, el autor, la variación del coeficiente de difusión inicial ( $D_0$ ) en función de la cantidad de cemento, proponiendo la siguiente variación.

Contenido de cemento (kg/m <sup>3</sup> )	$D_0 (10^{-12} m^2/s)$
300	N(15.7, 1.57)
350	N(11.70, 1.17)
370	N(8.00, 0.80)
400	N(5.50, 0.55)

Tabla 5.36

Uno de los trabajos leídos que me pareció más interesante fue "Reinforced Concrete Structures exposed in Road and Marine Environments" de **Lindvall-2001** de la Universidad de Göteborg, Sweden. Estudia las acciones ambientales y sus repercusiones sobre las estructuras. Determina acciones ambientales en términos de temperatura, humedad, etc. y las respuestas estructurales. Al estudiar los métodos probabilistas, también caracteriza las variables básicas necesarias para la aplicación a la metodología Duracrete, y propone:

Parámetros	Media	Tipo de distribución
D <sub>0</sub> (m <sup>2</sup> /s)	2.0 e-12	Normal (2.0e-12, 2.0 e-13)
C <sub>cr</sub> (wt-% por ligante)	0.5	Normal (0.50, 0.15)
x (m)	0.40	LogNormal (0.4081, 0.08244)
K <sub>2</sub> (-)	1.0	Determinista (1.0)
t <sub>0</sub> (s)	2.4192e6	Determinista (2.4192e6)
t (s)	1.26144e9	Determinista (1.26144e9)
n (-)	0.25	Beta (0.25, 0.05, 0.15, 0.35)
k <sub>1</sub> (-), Norte de Europa	1.325	Gamma (1.325, 0.223)
k <sub>1</sub> (-), mediterráneo	2.650	Gamma (2.650, 0.223)
C <sub>SN</sub> (wt-%por ligante)	2.0	LogNormal (2.00, 0.60)

Tabla 5.31. Valores de diseño propuestos por Lindvall-2001 para metodologías probabilista.

$$C_x = C_{SN} \cdot \left[ 1 - \operatorname{erf} \frac{x}{2\sqrt{k_1 \cdot k_2 \cdot D_0 \cdot \left(\frac{t_0}{t}\right)^n \cdot t}} \right]$$

En el mismo trabajo se proporcionan, también distintos parámetros en función de los tipos de cemento, Ambientes, etc. Así se presentan:

Cemento	Ambiente	Distribución	Media	Desviación	a	b
OPC	Sumergido	Beta	0.30	0.05	0	1
	Marea +Salpicaduras	Beta	0.37	0.07	0	1
	Atmosférico	Beta	0.65	0.07	0	1
PFA	Sumergido	Beta	0.69	0.05	0	1
	Marea+ Salpicaduras	Beta	0.93	0.07	0	1
	Atmosférico	Beta	0.66	0.07	0	1
GGBS	Sumergido	Beta	0.71	0.05	0	1
	Marea+ Salpicaduras	Beta	0.80	0.07	0	1
	Atmosférico	Beta	0.85	0.07	0	1
SF	Sumergido	Beta	0.62	0.05	0	1
	Marea+ Salpicaduras	Beta	0.39	0.07	0	1
	Atmosférico	Beta	0.79	0.07	0	1

Tabla 5.38 Factor de edad en función del tipo de cemento y ambiente

Cemento	Ambiente	Media	Desviación
OPC	Sumergido	2.04	0.81
OPC	Marea	1.65	0.62
OPC	Salpicadura	2.34	1.03
OPC	Atmosférico	1.42	0.29
GGBS	Sumergido	2.10	0.88
GGBS	Marea	2.44	0.53
PFA	Marea	2.66	0.74
PFA	Salpicadura	4.02	0.76

Tabla 5.39 Concentración superficial de cloruros en función del tipo de cemento y ambiente

Duracrete establece un factor de Conversión (Rapid Chloride Migration) (RCM) en (Chloride Profile Method) (CPM).

Tipo de distribución Normal de media 0,832 y desviación típica 0,024.

**Ferreira-2004**, propone un estudio de sensibilidad de variables a través de la simulación de tres conjuntos de caracterizaciones de variables.

Variable	Distribución	Parámetro 1- media	Desviación
$x_c$ (mm)	Normal	35, 45, 55, 65, 75, 85	10
$D_{COEF}$ ( $e-12 \text{ m}^2/\text{s}$ )	Normal	1, 3, 6, 9, 12, 15	2.5
$C_S$ (%/peso de hormigón)	Normal	0.4, 0.6, 0.8, 1.0, 1.2	0.3
$C_{CR}$ (%/peso de hormigón)	Normal	0.06, 0.08, 0.10, 0.15, 0.2	0.02
$\alpha$	Normal	0.3, 0.4, 0.5, 0.6, 0.7, 0.8	0.06
$t_0$ (días)	Determinista	28	----
$T$ (°C)	Normal	1, 7, 14, 21, 28	2

Tabla 5.40 Caso1. Rango de medias y desviaciones típicas constantes

Variable	Distribución	Parámetro 1 - media	Desviación (CoV-%)
$x_c$ (mm)	Normal	55	55 (5, 10, 20, 30)
$D_c$ ( $e-12 \text{ m}^2/\text{s}$ )	Normal	9	9 (5, 10, 20, 30)
$C_s$ (%/peso de hormigón)	Normal	0.8	0.8 (5, 10, 20, 30)
$C_{CR}$ (%/peso de hormigón)	Normal	0.1	0.1 (5, 10, 20, 30)
$\alpha$ (-)	Normal	0.5	0.5 (5, 10, 20, 30)
$t_0$ (días)	Determinista	28	----
$T$ (°C)	Normal	15	15 (5, 10, 20, 30)

Tabla 5.41 Caso2. Rango de desviaciones típicas y medias constantes

Variable	Distribución	Alta calidad		Baja calidad	
		Parámetro1	Parámetro2	Parámetro1	Parámetro2
$D_{COEF}$ ( $e-12 \text{ m}^2/\text{s}$ )	Normal	3.5	0.7	10.0	2.5
$C_s$ (%/peso de hormigón)	Normal	1.0	0.3	1.0	0.3
$C_{CR}$ (%/peso de hormigón)	Normal	0.08	0.008	0.07	0.007
$\alpha$ (-)	Normal	0.4	0.04	0.4	0.04
$t_0$ (días)	Determinista	28	---	28	---
$T$ (°C)	Normal	21	2	21	2
$x_c$ (mm)	Variable de 5 a 125 mm de profundidad				
$t$ (años)	50 años				

Tabla 5.42 Caso3. Para dos calidades del hormigón, el rango de variación está en el recubrimiento.

El mismo autor, estudia unas estructuras reales en la costa portuguesa (con ambiente similar al nuestro) e indica como valores estocásticos

Elemento/ Parametro	Vano 1 (bajo)	Vano 1 (costado)	Vano2 (bajo)	Vano 2 (costado)
$x_c$ (mm)	N (48.3, 5.9)	N (48.3, 5.9)	N (48.7, 5.3)	N (48.7, 5.3)
$D_c$ ( $10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$ )	N (1, 140, 0.162)	N (0.948, 0.166)	N (1.028, 0.170)	N (1.338, 0.266)
$C_{CR}$ (%/peso de hormigón)*	N (0.08, 0.01)	N (0.08, 0.01)	N (0.08, 0.01)	N (0.08, 0.01)
$C_s$ (%/peso de hormigón)	N (0.828, 0.079)	N (0.555, 0.158)	N (0.645, 0.161)	N (0.462, 0.084)
$\alpha$ (-)	N (0.39, 0.07)	N (0.39, 0.07)	N (0.39, 0.07)	N (0.39, 0.07)
$t_0$ (días)	D (2920.0)	D (2920.0)	D (2920.0)	D (2920.0)
$t$ (años)	D (50.0)	D (50.0)	D (50.0)	D (50.0)

\* 0.08 para 380kg de cemento  $\approx 0.45-0.50\%$  peso de cemento

Tabla 5.43

**Schueremans-2006**, desarrolla un estudio sobre la terminal de contenedores en el puerto de Zeebrugge, Bélgica, que había sido protegido contra la penetración de cloruro por medio de un agente repelente al agua, inmediatamente después de la construcción en 1993. Para juzgar la eficacia en el sitio del agente hidrófobo como tratamiento repelente de agua, investigan en tres períodos sucesivos, mediante la determinación de perfiles de cloruros en zonas protegidas y no protegidas entre los años 1996, 1998 y más recientemente en 2005.

Obtiene los siguientes coeficientes de difusión.

Zona no protegida -  $\mu(D_a) = 9.58 \times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$

Zona protegida -  $\mu(D_a) = 1,61 \times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$

Oliveira Andrade (2001), proporciona el siguiente resumen significativo de variables estadísticas, según diversos autores.

Variable	Referencia	Media ( $\mu$ )	Desviación ( $\sigma$ )	CoV	Función de densidad
Recubrimiento (cm)	ENRIGHT et al. (1998)	5.08	1.02	0.20	LN
	SCHIESSL et al. (1999)	3.00	0.45	0.15	LN
	BREITENBUCHER et al. (1999)	3.70	3.70	1.00	EXP
	MATSUSHIMA et al. (1998)	1.45	0.77	0.53	LN
	LOUNIS et al. (2001)	3.66	1.65	0.45	N
	VROUWENVELDER et al. (1999)	3.00	0.45	0.15	LN
	SIEMES et al. (1985)	2.00	0.50	0.25	LN
ZEMAJTIS (1998)	6.50	0.91	0.14	N	
Coeficiente de difusión (cm <sup>2</sup> /año)	ENRIGHT et al. (1998)	1.29	0.12	0.09	LN
	SCHIESSL et al. (1999)	3.00	1.05	0.35	LN
	LOUNIS et al. (2001)	0.51	0.15	0.30	LN
	BREITENBUCHER et al. (1999)	1.50	0.22	0.15	N
	MATSUSHIMA et al. (1998)	0.21	0.15	0.71	LN
	VROUWENVELDER et al. (1999)	0.30	0.10	0.33	LN
	STEWART et al. (1998)	0.63	0.47	0.74	LN
ZEMAJTIS (1998)	0.38	0.20	0.53	GM	
Resistencia a compresión (MPa)	CREMONINI (1994)	20.5	2.66	0.13	N
	VROUWENVELDER et al. (1999)	43	5.26	0.12	LN
	GOMES et al. (1999)	21.3	5.00	0.26	LN
Relación a/c	HELENE e TERZIAN (1993)	-	-	0.10	LN
	SILVA (1998)	COV = 0.7 · COV $f_c^3$			LN
	GOMES et al. (1999)	0.59	0.059	0.10	LN
Concentración superficial de cloruros (%)	ENRIGHT et al. (1998)	1.0	0.10	0.10	LN
	LOUNIS et al. (2001)	1.27	0.51	0.40	LN
	BREITENBUCHER et al. (1999)	4.0	0.50	0.12	N
	STEWART et al. (1998)	1.0	0.55	0.55	LN
	ZEMAJTIS (1998)	1.27	0.67	0.53	GM
Concentración crítica de cloruros (%)	ENRIGHT et al. (1998)	0.4	0.04	0.10	LN
	BREITENBUCHER et al. (1999)	0.70	0.10	0.14	N
	MATSUSHIMA et al. (1998)	0.88	0.36	0.41	LN
	STEWART et al. (1998)	0.26	0.05	0.19	UN

Tabla 5.44

N= normal, LN= lognormal, EXP= exponencial, UN= uniforme, GM=gamma

ENRIGHT et al. (1998), realizan un análisis de fiabilidad sobre vigas de puentes con ataques de cloruros, utilizando como modelo de penetración la segunda ley de Fick y la caracterización estadística de las variables fueron efectuadas en Estados Unidos sobre estructuras similares. Tales caracterizaciones se presentan en el siguiente cuadro.

Variable	Unidades	Media ( $\mu$ )	COV	Distribución
Recubrimiento	cm	3.81	0.05	Lognormal
		5.08	0.10	Lognormal
		6.35	0.20	Lognormal
		7.62	0.30	Lognormal
Coeficiente de difusión	cm <sup>2</sup> /año	0.32	0.05	Lognormal
		0.65	0.10	Lognormal
		1.29	0.15	Lognormal
		0.94	0.20	Lognormal
Concentración superficial	%(*)	0.28	0.05	Lognormal
		0.42	0.10	Lognormal
		0.56	0.15	Lognormal
Concentración crítica	%(*)	0.09	0.05	Lognormal
		0.10	0.10	Lognormal
		0.11	0.15	Lognormal

Tabla 5.45  
(\*) en relación a peso de cemento

Otro trabajo interesante realizado por THOFT-CHRISTENSEN (1998), donde el autor clasifica las variables de acuerdo con el nivel de daños observados en los elementos estructurales.

Nivel de degradación	Variable	Unidades	Media ( $\mu$ )	Desviación ( $\sigma$ )	Distribución
Bajo	Concentración superficial de cloruros	%	0.575	0.038	Normal
	Coeficiente de difusión de cloruros	cm <sup>2</sup> /año	0.25	0.025	Normal
	Intensidad de corrosión	mA/cm <sup>2</sup>	[1-2]		Uniforme(*)
Medio	Concentración superficial de cloruros	%	0.65	0.038	Normal
	Coeficiente de difusión de cloruros	cm <sup>2</sup> /año	0.30	0.025	Normal
	Intensidad de corrosión	mA/cm <sup>2</sup>	[1.5-2.5]		Uniforme(*)
Alto	Concentración superficial de cloruros	%	0.725	0.038	Normal
	Coeficiente de difusión de cloruros	cm <sup>2</sup> /año	0.35	0.025	Normal
	Intensidad de corrosión	mA/cm <sup>2</sup>	[2-3]		Uniforme(*)

Tabla 5.46  
(\*) Dentro del intervalo presentado



En el mismo trabajo, el autor, presenta valores obtenidos de un puente construido en 1975 en Inglaterra.

Variable	Unidades	Media ( $\mu$ )	Desviación ( $\sigma$ )	Distribución
Recubrimiento	cm	6.0	0.8	Normal
Coefficiente de difusión de cloruros	cm <sup>2</sup> /año	0.35	0.025	Normal
Concentración superficial de cloruros	%	1.08	0.072	Normal
Concentración crítica de cloruros	%	0.4	0.05	Normal
Resistencia a compresión del hormigón	MPa	30	6	Lognormal

Tabla 5.47

**LOUNIS et al. (2004)**, a través del estudio de un puente en Canadá con 40 años de edad, determina los siguientes valores, que posteriormente estos autores han utilizado.

Variable	Unidades	Media ( $\mu$ )	COV	Distribución
Recubrimiento	cm	3.66	0.45	Normal
Coefficiente de difusión de cloruros	cm <sup>2</sup> /año	0.51	0.30	Lognormal
Concentración superficial de cloruros	%	1.27	0.40	Lognormal
Concentración crítica de cloruros	%	0.73	0.72	Lognormal

Tabla 5.48

**MATSUSHIMA et al. (1998)**, evalúan la probabilidad de fallo respecto de la despasivación de armaduras, donde los datos fueron obtenidos en inspecciones en diversos puntos de la bahía de Tokio.

Variable	Unidades	Media ( $\mu$ )	COV	Distribución
Recubrimiento	cm	1.45	0.77	Lognormal
Coefficiente de difusión de cloruros	cm <sup>2</sup> /año	0.21	0.15	Lognormal
Resistencia a tracción	kgf/cm <sup>2</sup>	31.5	3.15	Normal
Concentración crítica de cloruros	kg/m <sup>3</sup>	3.07	1.26	Lognormal

Tabla 5.49

Es importante destacar el trabajo de **ZEMAJTIS (1998)**, evalúa tableros de puentes en Virginia (EEUU), realiza un total de 2498 medidas de espesores de recubrimientos de las armaduras en más de 21 puentes. Las medidas de concentración superficial de cloruros en tres de esos puentes, totalizando 156 muestras. Respecto de los coeficientes de difusión de cloruros, obtuvo 35 perfiles de penetración. Los resultados obtenidos los presenta en la siguiente tabla.

Variable	Unidades	Media ( $\mu$ )	COV	Distribución
Recubrimiento	cm	6.5	0.91	Normal
Coefficiente de difusión de cloruros	cm <sup>2</sup> /año	0.38	0.20	Gama
Concentración superficial de cloruros	kg/m <sup>3</sup>	4.46	2.36	Gama

Tabla 5.50 Propiedades estadísticas de las variables propuesta por ZEMAJTIS

Edvardsen y Moser, 2000, estudian en un documento la diferencia entre metodologías probabilistas y deterministas. Proponen el siguiente conjunto de variables.

Variable		Distribución	Media	Desviación
Concentración superficial de cloruros	$C_s$	Lognormal	1.0 [wt - %]	0.3 [wt - %]
Contenido crítico de cloruros	$C_{crit}$	Normal	0.1 [wt - %]	0.025 [wt - %]
Contenido de cloruros inicial	$C_0$	Normal	0.01 [wt - %]	0.002 [wt - %]
Coeficiente de difusión de cloruros (10°C)	$D_1$	Normal	$1.0 \cdot 10^{-12} [m^2 / s]$	$0.1 \cdot 10^{-12} [m^2 / s]$
Coeficiente de difusión de cloruros (30°C)	$D_2$	Normal	$4.0 \cdot 10^{-12} [m^2 / s]$	$0.4 \cdot 10^{-12} [m^2 / s]$

Tabla 5.51

Koenders & M. Ottel , 2009, sobre una propuesta de predicción de vida útil, relacionan una publicación de Gaal 2004, donde este autor resume resultados de la literatura especializada, para el parámetro n de edad.

Autor	Cemento	Media
Gehlen 2000	CEM I	0.30
Gehlen 2000	CEM III/B3	0.45
Polder 2003	CEM III/B	0.48
Gaal 2004	CEM III/B	0.45
Bamforth 1999	CEM III/B (70% slag)	0.62
Bamforth 1999	CEM II (PFA)	0.70
Bamforth 1999	CEM I	0.26

Tabla 5.52

Mohammad Shekarchi, 2009, de la universidad de Tehran-Iran, intenta establecer en un ambiente muy agresivo, por cloruros, como es el golfo p rsico, un proyecto que mejore las condiciones estructurales de los hormigones en la zona. Para esto está desarrollando un programa "DuraPGulf", que proporcione una predicción realista de vida útil.

Recopila ciertas especificaciones para conseguir un hormigón durable

Código	Materiales puzolánicos			a/c	Recubrimiento mínimo (mm)	Total material cementante kg/ m <sup>3</sup>
	Humo de sílice (%cemento)	Cenizas volantes (%cemento)	GGBFS (%cemento)			
BHRC	6-8	20-50	-	<0.40	55-90	<425
CIRIA	5-10	25-30	50-60	<45	75-100	-
ARAMCO	7-8	-	-	<0.40	75	360-400

Tabla 5.53

BHRC: Building and Housing Research Center

CIRIA: Construction Industry Research and Information Association

ARAMCO: Saudi Arabian Oil Company

**Edvardsen C, 2000**, refiere en un trabajo realizado sobre el método rápido de migración de cloruros, que el creador del ensayo Tang, propone como valores de comparación los siguientes:

- $D < 2.10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$ : muy buena resistencia contra la penetración de cloruros
- $D < 8.10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$ : buena resistencia contra la penetración de cloruros
- $D < 16.10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$ : moderada resistencia contra la penetración de cloruros
- $D > 16.10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$ : no es adecuado para ambientes agresivos.

**Park; S. H. Bae; K. G. Yu, 2008**, estudian la influencia de la relación a/c, en los parámetros determinantes para la estimación de la vida útil.

a/c (%)	Coefficiente de difusión a 28 días ( $\times 10^{-12} \text{ m}^2 / \text{s}$ )	Coefficiente de difusión de decaimiento constante	Contenido superficial de cloruros ( $\text{kg}/ \text{m}^3$ )	Contenido crítico de cloruros ( $\text{kg}/ \text{m}^3$ )	Recubrimiento (mm)
31	9.9	0.21	13.0	1.58	50
				3.92	100
42	13.8	0.29	13.0	1.39	50
				3.34	100
50	17.2	0.31	13.0	1.11	50
				3.09	100

Tabla 5.54

Después de todas las referencias bibliográficas consultadas, hay que concluir que aunque los investigadores consultados parecen estar de acuerdo en los modelos y por tanto en sus variables básicas, no hay un ajuste adecuado de tales variables, tanto exógenas (climáticas, ambientales, etc.) como endógenas (específicas del propio material).



# **CAPITULO - 6**

## **FIABILIDAD ESTRUCTURAL, MÉTODOS PROBABILÍSTICOS EXPLÍCITOS.**



## 6.1.- Conceptos previos sobre fiabilidad estructural.

### 6.1.1.- Generalidades.

Los requisitos básicos para estructuras se especifican en el anejo C del Documento Básico de Seguridad Estructural; El Documento Europeo EN 1990; la Norma Internacional ISO 2394 Y JCSS.

Una estructura será calculada y construida de tal modo que, durante el tiempo para el cual se estime operativa, con la mayor fiabilidad y el menor coste posible.

Sustentara todas las acciones e influencias susceptibles de ocurrir durante su construcción y posterior uso y permanezca acta para la función que deba desempeñar.

Como se puede observar hay dos aspectos fundamentales: fiabilidad y bajo coste. En principio nos ocuparemos de la fiabilidad de la estructura, que puede atender a tres factores:

- Resistencia estructural.
- Servicio o funcionalidad
- Durabilidad ó vida útil.

La fiabilidad incluye también otros requisitos adicionales, por ejemplo el incendio, los impactos etc. debiendo de quedar garantizada la seguridad durante el tiempo estipulado.

Los aspectos sobre fiabilidad mencionados deben ser considerados en relación con la vida útil que se estime para la estructura, a la situación particular a la que se refiera el cálculo, y a los estados límites. Sobre estos particulares cabe decir que la vida útil más habitual de un edificio es de 50 años mientras que, en general, los cálculos a realizar pueden clasificarse bajo cuatro tipo de situaciones diferentes:

- Permanentes.
- Transitorias.
- Accidentales.
- Sísmicas.

Respecto a los estados límite se han de verificar, normalmente, dos: estados límite último y estados límite de servicio o utilización, podemos indicar, con carácter alternativo y en estructuras de hormigón el estado límite de durabilidad respecto de la corrosión de armaduras.

### 6.1.2.- Incertidumbres.

Las obras de construcción requieren de complicadas operaciones técnicas que, desde la ejecución hasta el uso de la estructura, conllevan diversas incertidumbres. Algunas pueden ser más relevantes que otras en función de la naturaleza de las estructuras, de las condiciones ambientales y de las acciones aplicadas. Los diferentes tipos de incertidumbres que habitualmente suelen identificarse son:

- Aleatoriedad implícita en las acciones, en las propiedades de los materiales y en los datos geométricos.
- Incertidumbre estadística debida a la inevitable limitación en el número de datos disponibles.
- Incertidumbres en los modelos para las resistencias y los efectos de las cargas debidas a las simplificaciones inevitables que supone el modelo.
- Vaguedades debidas a definiciones poco precisas de los requisitos prestacionales.
- Errores gruesos de cálculo, ya sea en la fase de ejecución de obra o en la de uso de la estructura.
- Carencia de conocimientos en el momento presente respecto a las acciones y al comportamiento de los nuevos materiales.

En esta enumeración los diferentes tipos de incertidumbres se han ordenado, de manera aproximada y en sentido decreciente, conforme a los niveles de conocimiento actual y a las herramientas teóricas disponibles hoy en día para su descripción y consideración en el cálculo. Debe remarcarse que la mayoría de las incertidumbres descritas (aleatorias, estadísticas, y asociadas al modelo) nunca pueden eliminarse de una manera absoluta y por lo tanto siempre deben tenerse en cuenta en toda obra de construcción.

También la variabilidad aleatoria inherente se puede dividir en incertidumbres de dos categorías, según estén o no afectadas por actividades humanas.

Muchos parámetros relativos a las acciones pertenecen a la segunda categoría, por ejemplo la velocidad del viento o la carga de nieve sobre el terreno. También existen parámetros de resistencia correspondientes a esta segunda categoría, por ejemplo los parámetros de resistencia de un terreno.

Ejemplos correspondientes al primer tipo de incertidumbres son la resistencia de los materiales constructivos (por ejemplo hormigón o acero) o las dimensiones de elementos estructurales. Estas incertidumbres se pueden reducir mediante métodos de fabricación o de producción más avanzados, o a través de métodos de control adecuados.

Las incertidumbres debidas a la falta de conocimientos se pueden subdividir, también, en dos categorías, las relativas a las incertidumbres de los modelos, y las que dependen de la evolución futura de ciertos parámetros.

Las incertidumbres de los modelos, que se pueden referir tanto a los modelos de las acciones y de sus efectos como a los modelos de resistencia, se pueden reducir a través de la mejora de los conocimientos mediante ensayos o investigaciones teóricas.



A la segunda categoría pertenecen, por ejemplo, las incertidumbres sobre la evolución futura de las sobrecargas. Las posibilidades de reducción de estas incertidumbres son más reducidas.

Las incertidumbres estadísticas están asociadas con la evaluación estadística de los resultados de ensayos, mediciones, sucesos u otras observaciones, y pueden ser debidas a:

- a) la falta de identificación y de distinción entre diferentes poblaciones estadísticas;
- b) un número limitado de resultados que conduce a incertidumbres en la obtención de los parámetros estadísticos (por ejemplo del valor medio o de la desviación típica);
- c) la no consideración de las variaciones sistemáticas de las variables analizadas (por ejemplo de parámetros climáticos);
- d) una extrapolación excesiva de la información estadística;
- e) la no consideración de posibles correlaciones;
- f) el empleo de distribuciones estadísticas para la descripción de incertidumbres cuyo origen sólo en parte es estadístico.

Normalmente, las incertidumbres estadísticas se pueden reducir a través de un mayor número de ensayos, sucesos u observaciones.

La aleatoriedad natural y las incertidumbres estadísticas pueden describirse relativamente bien mediante métodos de teoría de la probabilidad y matemática estadística. El Eurocódigo EN 1990 proporciona algunas referencias sobre las técnicas disponibles en este sentido. Sin embargo, la falta de datos experimentales contrastados (p. ej. para nuevos materiales, **para algunas acciones como la influencia del medio ambiente**) suele ser causa de problemas. En algunos casos los datos disponibles carecen de homogeneidad dado que han sido obtenidos bajo diferentes condiciones (p. ej. para la resistencia del material, sobrecargas, influencias ambientales etc.). En estas circunstancias presenta dificultad, si no resulta directamente imposible, analizar y utilizar estos datos en el cálculo.

Se han desarrollado varias técnicas operacionales y métodos de cálculo que consideran las incertidumbres mencionadas y que han sido mundialmente aceptados. La teoría de la fiabilidad estructural proporciona una base teórica así como conceptos técnicos que permiten la descripción y el análisis de todas aquellas incertidumbres concernientes a la fiabilidad de una determinada estructura.

### 6.1.3.- Fiabilidad.

En general, el término "fiabilidad" se utiliza con cierta frecuencia de una manera un tanto vaga e imprecisa, conviniendo por lo tanto realizar alguna matización al respecto. A menudo el concepto de fiabilidad se percibe de una forma radical (a modo de "blanco o negro"), ¿la estructura es o no es fiable? Si una estructura es calificada como fiable se transmite la idea de que "un fallo en esta estructura no sucederá nunca". Esta interpretación supone, desafortunadamente, una simplificación excesiva. Aunque pueda resultar desagradable y, para algunas personas, incluso inaceptable, esa hipotética zona de "fiabilidad absoluta", para la mayoría de la estructuras (salvo casos excepcionales) sencillamente no existe. En general cualquier estructura puede fallar (aunque la probabilidad pueda ser muy reducida o casi despreciable), incluso a pesar de haber sido catalogada como fiable.

La aseveración en términos negativos ("esta estructura no es fiable") suele ser entendida con mucho más acierto: los fallos se aceptan como una parte del mundo real y la probabilidad o frecuencia de su aparición puede ser, en consecuencia, objeto de estudio. De hecho, es necesario admitir en el cálculo una pequeña probabilidad de que realmente pueda acontecer un fallo durante el periodo en el que la estructura esté operativa. De otro modo no sería posible el cálculo de estructuras. ¿Cuál es entonces la interpretación correcta del concepto "fiabilidad" y cuál es exactamente el sentido de la afirmación "ésta es una estructura segura (fiable)"?

Para establecer una definición que pueda ser recogida por las diversas normas o códigos europeos, la norma ISO 2394 apunta una definición: fiabilidad es la capacidad de la estructura para cumplir con unos requisitos determinados durante el tiempo de utilización (vida útil) para el que fue calculada y bajo unas condiciones específicas. En términos cuantitativos, la fiabilidad puede definirse como el concepto complementario a probabilidad de fallo.

La definición que hemos indicado recoge implícitamente cuatro conceptos importantes:

- Requisitos (prestaciones) - definición del fallo estructural.
- Periodo de tiempo - estipulación de un determinado tiempo de servicio  $T$ .
- Nivel de fiabilidad - determinación de la probabilidad de fallo  $P_f$ .
- Condiciones de uso - acotación de las incertidumbres.

En lo sucesivo el término fallo se debe emplear en un sentido muy general refiriéndose simplemente a cualquier estado indeseable de una estructura que, sin posibilidad de ambigüedad, venga fijado por las condiciones estructurales (por ejemplo el colapso o una deformación excesiva).

El Eurocódigo EN 1990 recoge la misma definición que la norma ISO 2394, resaltando que el concepto de fiabilidad incluye la capacidad de carga, el servicio y la durabilidad de una estructura. Los requisitos fundamentales que recoge dicho Eurocódigo contienen la afirmación de que: una estructura se calculará y será construida de tal modo que mantenga, durante la vida útil que le sea estipulada, con el nivel apropiado de fiabilidad y a bajo coste,

todas las acciones e influencias susceptibles de ocurrir durante su construcción y posterior uso, permaneciendo en todo momento apta para la función que deba desempeñar.

Generalmente suele determinarse un nivel de fiabilidad para el servicio que presta la estructura o alguna de sus partes y otro diferente en relación a su capacidad de sustentar o soportar las cargas. La probabilidad de fallo  $P_f$  (y el índice de fiabilidad  $\beta$ ) se definen con el objeto de anticiparse a las consecuencias de un posible fallo.

#### 6.1.4.- Probabilidad de fallo

El término más importante de los hasta ahora mencionados (y de toda la teoría de la fiabilidad estructural) es lógicamente la probabilidad de fallo  $P_f$ . Para definir  $P_f$  con propiedad se toma la hipótesis de que el comportamiento de una estructura puede ser descrito mediante un conjunto de variables básicas  $\mathbf{X} = [X_1, X_2, \dots, X_n]$  que atiende a las acciones, las propiedades mecánicas, los datos geométricos y los modelos de incertidumbre. Además se supone que el estado límite de una estructura (ya sea estado límite último, de servicio, de durabilidad o de fatiga) queda definido por la función de estado límite (función de prestaciones), habitualmente definida en forma implícita como:

$$g(\mathbf{X}) = 0 \quad [1]$$

La función de estado límite  $g(\mathbf{X})$  debe definirse de tal modo que para un estado favorable (seguro) de la estructura resulte positiva,  $g(\mathbf{X}) \geq 0$ , y **negativa**,  $g(\mathbf{X}) < 0$ , para un estado desfavorable (fallo).

Para la mayoría de los estados límite (últimos, de servicio, de durabilidad o de fatiga) la probabilidad de fallo puede expresarse entonces como:

$$P_f = P \{g(\mathbf{X}) < 0\} \quad [2]$$

La probabilidad de fallo  $P_f$  puede evaluarse en términos precisos si se describen las variables básicas  $\mathbf{X} = [X_1, X_2, \dots, X_n]$  mediante adecuados modelos probabilísticos. Tomando la hipótesis de que las variables básicas  $\mathbf{X} = [X_1, X_2, \dots, X_n]$  pueden describirse mediante una función de densidad de probabilidad conjunta independiente del tiempo  $\varphi_{\mathbf{X}}(\mathbf{x})$ , entonces la probabilidad de fallo  $P_f$  puede calcularse mediante la integral:

$$P_f = \int_{g(\mathbf{X}) < 0} \varphi_{\mathbf{X}}(\mathbf{x}) d\mathbf{x} \quad [3]$$

Cuando alguna de las variables básicas sea función del tiempo, se requiere utilizar procedimientos estocásticos, algo más elaborados. Sin embargo, en muchos de estos casos resulta posible transformar el problema en cuestión en otro independiente del tiempo, por ejemplo al considerar en las ecuaciones [2] ó [3] tan sólo el valor mínimo para la función  $g(\mathbf{X})$  dentro del periodo de referencia  $T$ .

### 6.1.5.- Índice de fiabilidad

Equivalente a la probabilidad de fallo es el índice de fiabilidad  $\beta$ . Formalmente se define: como el valor negativo de la variable normal tipificada correspondiente a la probabilidad de fallo  $P_f$ . Por lo tanto, puede tomarse como definición de índice de fiabilidad la expresión siguiente:

$$\beta = -\Phi_U^{-1}(P_f) \quad [4]$$

Donde:

$\Phi_U^{-1}(p_f)$  Es la función inversa de la distribución normal típica. El índice de fiabilidad  $\beta$  tal como se define en la ecuación [4] es la medida de fiabilidad estructural que se utiliza con frecuencia en los diferentes documentos normativos y códigos nacionales.

La probabilidad de fallo  $P_f$  y el índice de fiabilidad  $\beta$  representan medidas de fiabilidad totalmente equivalentes con correspondencia uno a uno, determinada por la ecuación [4], entre los valores de ambas medidas tal como numéricamente se refleja en la Tabla 1 del anejo C del DB-SE.

$P_f$	$10^{-1}$	$10^{-2}$	$10^{-3}$	$10^{-4}$	$10^{-5}$	$10^{-6}$	$10^{-7}$
$\beta$	1,3	2,3	3,1	3,7	4,2	4,7	5,2

Tabla 6.1. Relación entre probabilidad de fallo  $P_f$  e índice de fiabilidad  $\beta$

La recomendación básica acerca del nivel de fiabilidad requerido a menudo se formula utilizando el índice de fiabilidad  $\beta$  junto con el valor correspondiente a la vida útil de la estructura, por ejemplo la EHE-08 indica:

*“5.1.1.1. Exigencia de resistencia y estabilidad*

*La resistencia y la estabilidad de la estructura serán las adecuadas para que no se generen riesgos inadmisibles como consecuencia de las acciones e influencias previsibles, tanto durante su fase de ejecución como durante su uso, manteniéndose durante su vida útil prevista. Además, cualquier evento extraordinario no deberá producir consecuencias desproporcionadas respecto a la causa original.*

*El nivel de fiabilidad que debe asegurarse en las estructuras de hormigón vendrá definido por su índice de fiabilidad,  $\beta_{50}$ , para un período de referencia de 50 años, que en el caso general, no deberá ser inferior a 3,8. En el caso de estructuras singulares o de estructuras de poca importancia, la Propiedad podrá adoptar un índice diferente.*

*Los procedimientos incluidos en esta Instrucción mediante la comprobación de los Estados Límite Últimos, junto con el resto de criterios relativos a ejecución y control, permiten satisfacer esta exigencia.”*

*“5.1.1.2. Exigencia de aptitud al servicio*

*La aptitud al servicio será conforme con el uso previsto para la estructura, de forma que no se produzcan deformaciones inadmisibles, se limite a un nivel aceptable, en su caso, la probabilidad de un comportamiento dinámico inadmisibles para la confortabilidad de los usuarios y, además, no se produzcan degradaciones o fisuras inaceptables.*

*.....*  
*El nivel de fiabilidad que debe asegurarse en las estructuras de hormigón para su aptitud al servicio, vendrá definido por su índice de fiabilidad,  $\beta_{50}$ , para un período de 50 años, que en el caso general, no deberá ser inferior a 1,5.”*

**Respecto al estado límite de durabilidad la norma no establece un índice de fiabilidad,  $\beta_{50}$ , lo que merecerá ser discutido por ésta tesis.**

**6.1.6.- El tiempo en la probabilidad de fallo.**

Cuando el vector de variables básicas  $\mathbf{X} = (X_1, X_2, \dots, X_m)$  es función del tiempo, la probabilidad de fallo  $p$  presentará igualmente una variación temporal y por lo tanto siempre deberá referirse a un determinado periodo de referencia  $T$ , generalmente diferente de la vida útil estipulada  $T_d$ . Considerando un cierto nivel de fiabilidad previsto para una estructura, el cálculo de la probabilidad de fallo  $p_d = p_n$  asociada a un periodo de referencia  $T_n = n T_1$  puede deducirse de la probabilidad alternativa  $p_a = p_1$  correspondiente a  $T_a = T_1$

**6.1.7.- Niveles de fiabilidad**

La fiabilidad estructural está relacionada, en primer lugar, con la posibilidad de que se produzcan daños personales (muertos, heridos) como consecuencia de un colapso.

Se puede determinar un valor máximo aceptable para la probabilidad de fallo a partir de una comparación con los riesgos mortales asociados con otras actividades de la vida diaria (por ejemplo viajar en coche). A estos efectos, se debe distinguir entre los riesgos mortales desde el punto de vista de las personas como individuos (riesgo mortal individual) y desde el punto de vista de la sociedad (riesgo colectivo para las personas).

Conforme al Eurocódigo EN 1990, respecto a las posibles consecuencias, se establece una clasificación en tres niveles de fiabilidad (alto, normal, o bajo) y se indica los índices de fiabilidad  $\beta$  para dos periodos de referencia  $T$  (1 año y 50 años). Sin embargo estos datos no se vinculan explícitamente a ningún otro dato de vida útil  $T_d$ . Debe subrayarse que este par de valores  $\beta$  recomendado en el Eurocódigo para cada clase de fiabilidad ( $\beta_a$  para 1 año y  $\beta_d$  para 50 años) corresponde a un nivel dado de fiabilidad. La aplicación práctica de uno u otro índice de fiabilidad depende del periodo de referencia  $T$  que se considere, que a su vez puede fijarse a partir de la información disponible sobre la variabilidad en el tiempo del vector de variables básicas  $\mathbf{X} = (X_1, X_2, \dots, X_n)$ . Por ejemplo, si se considera la clase de fiabilidad 2 y un periodo de utilización de 50 años, entonces para la verificación de la

fiabilidad estructural debe tomarse un índice de fiabilidad  $\beta_d = 3,8$ ; pero se alcanzaría un mismo nivel de fiabilidad (en este caso la clase 2) si se tomara un periodo de referencia  $T_a = 1$  año y un índice de fiabilidad  $\beta_a = 4,7$ . Por lo tanto, puede alcanzarse un mismo nivel de fiabilidad aunque se empleen diferentes periodos de referencia  $T_a$ , por lo general distintos de por sí de la vida útil prevista  $T_d$ . Otros valores  $\beta$  similares pueden encontrarse también en algunas normativas nacionales así como en normas internacionales ISO.

El anejo C del DB-SE, presenta valores calibrados para el índice de fiabilidad requerido, referidos a todo el periodo de servicio de la estructura, en función de las consecuencias de un fallo estructural y del coste relativo de un incremento de la fiabilidad.

Coste relativo para incrementar la fiabilidad	Consecuencias de un fallo estructural			
	Despreciables	Pequeñas	Moderadas	Grandes
<b>Elevado</b>	0	1.5	2.3	3.1
<b>Moderado</b>	1..3	2.3	3.1	3.8
<b>Bajo</b>	2.3	3.1	3.8	4.3

Tabla6.2- Valores nominales, referidos a todo el periodo de servicio, para el índice de fiabilidad requerido

Los valores recomendados para el índice de fiabilidad requerido, referidos a todo el periodo de servicio de la estructura, son:

- a) para estados límite de servicio
  - reversibles  $\beta = 0$
  - irreversibles  $\beta = 1,5$
- b) para fatiga  $\beta = 2,3$  a  $3,1$  (en función de las posibilidades de inspección)
- c) para estados límite últimos  $\beta = 3,1; 3,8; 4,3$

El empleo de estos valores a efecto de un análisis probabilista explícito requiere necesariamente la adopción de las mismas hipótesis en las que se basan los valores nominales de la tabla C.2. que son:

- a) modelos de resistencia lognormal o Weibull
- b) acciones permanentes Normal
- c) acciones variables Gumbel.

## 6.2.- Los métodos de cálculo

Durante su desarrollo histórico los métodos de cálculo han estado estrechamente vinculados a la experiencia empírica disponible, a los conocimientos teóricos sobre estructuras y mecanismos, y a la teoría de la probabilidad. El desarrollo de varios métodos empíricos para el cálculo estructural fue gradualmente cristalizando en el siglo XX en tres métodos empleados con mayor frecuencia y que todavía a día de hoy, con algunas modificaciones, se recogen en las normativas para el cálculo estructural: **el método de las tensiones admisibles y los métodos del coeficiente global y de los coeficientes parciales**. Estos métodos son a menudo analizados y en ocasiones se revisan o se actualizan.

A continuación, ajustándonos al desarrollo histórico, expondremos brevemente las líneas generales de los métodos de cálculo mencionados, indicando las medidas pertinentes que se aplican en cada caso para fijar las incertidumbres de las variables básicas y controlar así la fiabilidad de una estructura. En suma, se aporta una breve descripción de los métodos probabilísticos de fiabilidad estructural y de su contribución para el desarrollo de más modernos procedimientos de cálculo.

### 6.2.1.- Tensiones Admisibles.

El primero de los métodos generalizados a nivel mundial para el cálculo de estructuras es el método de las tensiones admisibles, basado en la teoría de la elasticidad lineal. La condición básica de este método puede formularse de la siguiente manera:

$$\sigma_{\max} < \sigma_{\text{adm}}, \text{ donde } \sigma_{\text{adm}} = \sigma_{\text{crit}} / C_s$$

En este método el coeficiente  $C_s$  (mayor que 1) es la única medida explícita que permite considerar todas las diferentes incertidumbres (si bien sí pueden realizarse algunas consideraciones implícitas). Además, sólo un efecto local (una tensión)  $\sigma_{\max}$  se compara con la tensión admisible  $\sigma_{\text{adm}}$  y, por lo tanto, para garantizar la fiabilidad de la estructura se recurre únicamente a un comportamiento local (elástico). No se proporciona ninguna alternativa que permita un tratamiento geométrico no lineal, que considere una distribución de tensiones o que tenga en cuenta la ductilidad de los elementos y materiales de la estructura. Por estas razones el método de las tensiones admisibles tiende a presentar normalmente resultados conservadores y antieconómicos.

Sin embargo, la principal deficiencia del método de las tensiones admisibles es su imposibilidad para considerar incertidumbres en las variables básicas individuales y en los modelos empleados para evaluar los efectos de la carga y las resistencias estructurales. En consecuencia, cuando el cálculo está referido a estructuras expuestas a diferentes acciones y elaboradas con diversos materiales, el nivel de fiabilidad puede resultar no sólo conservador (antieconómico) sino además notoriamente distorsionado.

### 6.2.2.- Coeficiente global de seguridad

El segundo método de cálculo estructural extensamente difundido es el método del coeficiente global de seguridad. Esencialmente consiste en una condición que relaciona los valores estándar o nominales de la resistencia estructural  $R$  y el efecto  $S$  de la carga. Puede formularse como:

$$M = R / S > m_0$$

Por lo tanto el coeficiente de seguridad  $M$  resultante debe ser mayor que el valor especificado  $m_0$  (p. ej. normalmente se podría requerir un valor  $m_0 = 2$  para la resistencia frente al momento flector en elementos de hormigón armado). El método del coeficiente global de seguridad pretende aproximarse a hipótesis más realistas acerca del comportamiento estructural de los elementos y sus secciones transversales, considerando ausencia de linealidad, distribución de tensiones, y ductilidad en los materiales; en concreto se tienen en consideración todos estos factores a través de los valores resultantes para la resistencia estructural  $R$  y el efecto  $S$  de las acciones.

Sin embargo, y al igual que en el caso del método de las tensiones admisibles, la principal insuficiencia de este método radica en la imposibilidad de considerar incertidumbres para las magnitudes básicas y para los modelos teóricos. La probabilidad de fallo tan sólo puede ser controlada, de igual modo que en el método anterior, mediante una única cantidad explícita, en este caso el coeficiente global de seguridad  $M$ . Obviamente, este método limita la armonización del grado de fiabilidad para elementos estructurales que se compongan de materiales diversos.

### 6.2.3.- Método de los coeficientes parciales.

Actualmente, el método más avanzado de cálculo estructural es el de los coeficientes parciales (en ocasiones denominado incorrectamente método de los estados límite, a veces semiprobabilístico) que habitualmente se aplica utilizando el concepto de estados límite (últimos, de servicio, o de durabilidad). Este método puede describirse por lo general mediante la inecuación:

$$S_d (F_d, f_d, a_d, \theta_d) < R_d (F_d, f_d, a_d, \theta_d)$$

donde los valores de cálculo del efecto  $S_d$  de las acciones y de la resistencia estructural  $R_d$  se determinan a partir de los valores de cálculo que toman las variables básicas de las acciones  $F_d = \psi \gamma_F F_k$ , las propiedades del material  $f_d = f_k / \gamma_m$ , las dimensiones  $a_d + \Delta a$ , y los modelos de incertidumbre  $\theta_d$ . Los valores de cálculo de estas variables indicadas se determinan a su vez (teniendo en cuenta las diferentes incertidumbres) mediante los valores característicos  $(F_k, f_k, a_k, \theta_k)$ , los coeficientes parciales  $\gamma$ , los coeficientes de simultaneidad  $\psi$  y otras medidas de fiabilidad. En definitiva el nivel de fiabilidad estructural puede determinarse a través de los coeficientes parciales y otros parámetros diversos que atañen a la fiabilidad.



En comparación con los métodos de cálculo indicados previamente, el método de los coeficientes parciales obviamente dispone de la enorme ventaja de permitir armonizar la fiabilidad en estructuras compuestas de materiales distintos.

Sin embargo, puede advertirse que en ninguno de los métodos de cálculo que hasta ahora se han ido enumerando resulta posible calcular la probabilidad de fallo de una manera directa. En consecuencia, la probabilidad de fallo en estructuras compuestas de materiales diferentes todavía puede variar considerablemente incluso aunque se utilicen procedimientos de análisis muy sofisticados.

Se necesita recurrir al cálculo de probabilidades para obtener evaluaciones más precisas en materia de fiabilidad; para ello pueden tomarse como guías la Norma Internacional ISO 2394, el Documento Europeo EN 1990-1995 y las recomendaciones de JCSS, entre otros.

Debe mencionarse que, en la práctica, los métodos probabilísticos explícitos no son todavía empleados con asiduidad. Existen sin embargo procedimientos de cálculo numérico y productos de software que permiten ya una verificación directa de la fiabilidad estructural a partir de conceptos probabilísticos y de los datos experimentales disponibles.

**El software, (CalCode) by the Joint Committee on Structural Safety (JCSS) [www.jcss.ethz.ch.](http://www.jcss.ethz.ch), ha sido diseñado principalmente para la calibración de códigos basados en el método de coeficientes parciales.**

La revisión histórica de los métodos de cálculo mundialmente reconocidos para la verificación de los elementos estructurales permite contrastar los diferentes enfoques existentes para considerar incertidumbres en las variables básicas. El método de las tensiones admisibles resulta bastante conservador (y en consecuencia antieconómico). Por su parte los métodos del coeficiente global de seguridad y de los coeficientes parciales conducen a similares resultados. Obviamente, el método de los coeficientes parciales, recogido en los recientes documentos EN, constituye el esquema de cálculo más avanzado y que permite alcanzar un nivel de fiabilidad relativamente próximo al recomendado en EN 1990 y DB-SE ( $\beta = 3,8$ ). La más importante ventaja del método de los coeficientes parciales es que permite considerar en el cálculo las incertidumbres de las variables básicas individuales mediante una evaluación (calibrado) de los coeficientes parciales y otros parámetros de fiabilidad.

En los nuevos códigos y normas de cálculo estructural que utilizan el marco teórico de los coeficientes parciales aparecen diversos parámetros de fiabilidad (los valores característicos, los coeficientes parciales y los coeficientes de simultaneidad etc.) que están en parte basados en métodos probabilísticos de fiabilidad estructural, parcialmente (o en gran medida) apoyados en datos empíricos. Obviamente estos datos experimentales están referidos a los materiales de construcción tradicionalmente empleados y, en lo que respecta a las acciones atmosféricas, a las condiciones climáticas locales. Por lo tanto puede darse una notoria diferencia de uno a otro país y, en consecuencia, las recientes normas europeas son receptivas a variaciones nacionales respecto a diversos parámetros de fiabilidad.

Puede preverse que la pronta armonización de los métodos de cálculo habituales se basará en procedimientos de evaluación (calibración), en métodos de optimización y en otros enfoques racionales, incluyendo métodos probabilísticos, matemática estadística y teoría de la fiabilidad. Los métodos probabilísticos de fiabilidad estructural suponen la herramienta más importante de cara a una mejora gradual del método de los coeficientes parciales y a su armonización respecto a estructuras constituidas por distintos materiales.

Estas razones apoyan el intento de esta tesis de proponer un tratamiento probabilístico explícito para estudiar el estado límite de corrosión del acero en estructuras de hormigón sometidas al ambiente marino de las costas gallegas.

### 6.3.- Breve reseña histórica de la teoría de la fiabilidad estructural.

El primer artículo donde se aborda el concepto de probabilidad asociado a un estudio de seguridad estructural, fue debido a Max Mayer en 1926, pero solo en la década de los 40-50, el problema vuelve a ser más intensamente discutido, sobre todo en términos cualitativos.

El desarrollo inicial de la teoría de la fiabilidad se remonta a 1940, en el campo de la electrónica y de la ingeniería aéreo-espacial, con fines militares. El objeto fundamental era la implementación de métodos de análisis para estimar la vida útil y garantizar un nivel de seguridad adecuado a los sistemas mecánicos y electrónicos empleados, a través de la utilización de los modelos de probabilidades (Thoft-Cristensen, 1982).

Los problemas del análisis estructural, tienen una naturaleza diferente de los de la electrónica y la información básica para la aplicación de las técnicas de la fiabilidad es mucho más difícil (la realización de experiencias con gran número de repeticiones, para caracterizar probabilidades de fallo, presentan costes incomparablemente más altos que en electrónica). Estas dificultades no impedirían que en 1947, Freudenthal, y más tarde en 1956 con otra publicación, presentase los conceptos esenciales en que se basa la teoría de la fiabilidad estructural como tal.

A partir de la segunda mitad de la década de los sesenta estos asuntos pasaran a ser tratados de un modo más consistente mediante una serie de publicaciones básicas debidas a Basler- 1961, Bolotin- 1965, Freudenthal- 1966 y Ferry Borges- 1968.

La introducción de las formas simplificadas, llamadas métodos de fiabilidad de segundo momento, FOSM (First Order Second Moment), son debidos a Cornell- 1965, provocando un desarrollo determinante en el ámbito de la fiabilidad estructural, introduciendo el índice de fiabilidad estructural de Cornell. Aunque este método presenta un serio inconveniente que es la falta de invarianza de la probabilidad de fallo.

Son en 1974, Hasofer y Lind, los que presentan un método alternativo con un nuevo índice de fiabilidad estructural con carácter invariante. Ya posteriormente, Rackwitz y Fiessler en 1978 implementan este método incluyendo información sobre la distribución de las variables básicas (distribuciones no normales), son los llamados vulgarmente, métodos de fiabilidad de primer orden, FORM, (First Order Reliability Method). Más recientemente, en base a estos métodos, se desarrollan otros que aproximan en segundo orden la función de estado límite, SORM, (Second Order Reliability Method), con muchas variantes en su resolución, se puede citar a Rackwitz- 1982, Thoft-Cristensen- 1983, Kiureghian- 1987, y sobre todo Merchers- 1987.

Los métodos de fiabilidad de segundo orden, utilizan un desarrollo en serie de Taylor para aproximar las regiones de fallo, presentando múltiples variaciones en sus procedimientos,

Davis, Fied, Breitug- 1994. Estos métodos han demostrado dar resultados muy precisos y en general, más eficientes que las llamadas técnicas de simulación, para poder estimar percentiles extremos.

Más recientemente se han estudiado técnicas alternativas a la teoría clásica de la fiabilidad estructural como son los métodos de perturbación, Liu- 1990, métodos de superficie de respuesta, Lo- 1990, Rajashekhar- 1993. etc.

Una alternativa para el cálculo de la probabilidad de fallo a través de la integral de convolución o de las aproximaciones anteriormente indicadas, lo constituyen los llamados métodos de simulación, que como su propio nombre indica, consisten en simular artificialmente un gran número de realizaciones de las variables aleatorias y comprobar si se produce la superación del estado límite en estudio. Entre ellos destaca el Método de Monte Carlo.

El método de Monte Carlo es un método no determinístico o estadístico numérico usado para aproximar expresiones matemáticas complejas y costosas de evaluar con exactitud. El método se llamó así en referencia al Casino de Montecarlo (Principado de Mónaco) por ser "la capital del juego de azar", al ser la ruleta un generador simple de números aleatorios. El nombre y el desarrollo sistemático de los métodos de Monte Carlo datan aproximadamente de 1944 y se mejoraron enormemente con el desarrollo de los ordenadores.

El uso de los métodos de Monte Carlo como herramienta de investigación, proviene del trabajo realizado en el desarrollo de la bomba atómica durante la segunda guerra mundial en el Laboratorio Nacional de Los Álamos en EE.UU.

La invención del método de Monte Carlo se asigna a Stan Ulam y a John von Neumann. Ulam ha explicado cómo se le ocurrió la idea mientras jugaba un solitario durante una enfermedad en 1946. Advirtió que resulta mucho más simple tener una idea del resultado general del solitario haciendo pruebas múltiples con las cartas y contando las proporciones de los resultados que estudiar todas las posibilidades de combinación formalmente. Se le ocurrió que esta misma observación debía aplicarse a su trabajo de Los Álamos sobre difusión de neutrones, para la cual resulta prácticamente imposible solucionar las ecuaciones íntegro-diferenciales que gobiernan la dispersión, la absorción y la fisión. "La idea consistía en probar con experimentos ideales los miles de posibilidades, y en cada etapa, determinar por casualidad, por un número aleatorio distribuido según las probabilidades, qué sucedería y totalizar todas las posibilidades y tener una idea de la conducta del proceso físico".

Ulam estaba particularmente interesado en el método Monte Carlo para evaluar integrales múltiples. Una de las primeras aplicaciones de este método a un problema determinista fue llevada a cabo en 1948 por Enrico Fermi, Ulam y von Neumann cuando consideraron los valores singulares de la ecuación de Schrödinger.

**Stanisław Marcin Ulam** (13 de abril de 1909 - 13 de mayo de 1984) fue un matemático polaco que participó en el diseño de armas termonucleares. También desarrolló un número de herramientas matemáticas en la teoría de números, teoría de conjuntos, y topología algebraica. Sobre todo es conocido por ser coautor (con Nicholas Metrópolis) del Método de Monte Carlo.



Un hecho relevante, desde mi punto de vista, es la constitución, a nivel institucional de la creación del Comité Mixto de Seguridad Estructural- JCSS, que en Europa se crea en 1971, para coordinar la actividad de seis organizaciones internacionales, CIB, FIB, IABSE, RILEM, ECCS, ESRA, con el objetivo de mejorar el conocimiento general en la seguridad estructural.

Bajo la presidencia del prof. Julio Ferry Borges de Portugal y seguido por los profesores, J. Schneider, R. Rackwitz, T. Vrouwelder y en la actualidad M.H. Faber, han organizado más de 40 conferencias y congresos durante las cuales se han elaborado más de 200 documentos sobre seguridad estructural.

Estos documentos suministran las bases para la preparación de los códigos nacionales de orientación al diseño de los tipos estructurales, entre los que cabe destacar: ISO, EUROCODIGO, CEB, ECCS etc.



**Michael Havbro Faber**

En nuestro país los documentos EHE-08 y el DB-SE, establecen los principios y las bases para el desarrollo de las verificaciones estructurales basadas en las teorías de fiabilidad explícita estructural.

Este comité (JCSS), tiene elaborado un programa informático basado en Excel, para la calibración de los coeficientes parciales y el diseño estructural probabilístico, denominado (**CodeCal**).

### 6.3.1.- La optimización estructural.

Desde otro punto de vista, la optimización estructural comenzó en los años setenta, con los trabajos pioneros de Smicht, que demostró que los problemas de diseño estructural pueden plantearse como problemas de programación matemática, y dado que las técnicas de optimización se han desarrollado enormemente, parece lógico que se traten de utilizar.

Hay dos filosofías de diseño ligadas a la fiabilidad estructural: Optimización estructural determinista (DSO) y la Optimización estructural basada en la fiabilidad (RBSO).  
`Reliability-Based Structural Optimization

En las últimas tres décadas se ha publicado gran cantidad de literatura especializada en estos asuntos, R. Mínguez, 2008, destaca entre otras:

Las conferencias ICOSSAR-IASSAR: Kobe 1985, San Francisco 1989, Innsbruck 1993. Las últimas conferencias ICASP-CERRA: Florencia 1988, Vancouver 1987, México 1991 y Paris 1995. Las Conferencias Especiales sobre Mecánica Probabilista y Fiabilidad Estructural: Berkeley 1984, BlacksBurg 1988 y Denver 1992. Las seis conferencias sobre Fiabilidad y Optimización de Sistemas Structurales del Grupo de Trabajo IFIP 7.5: Aalborg 1987, Londres 1988, Berkeley 1990, Munich 1991, Takamatsu-shi 1993, y Assisi 1994.

La minimización del coste no es la única función objetivo propuesta, de hecho en la optimización determinista usualmente se minimiza el volumen o peso sujeto a las restricciones impuestas por los códigos para los esfuerzos, desplazamientos, etc. Y puede ser de interés un diseño que maximice la utilidad de la estructura, u otra función objetivo que se nos ocurra. Uno de los aspectos más complicados a la hora de definir la función objetivo de un problema basado en la fiabilidad es dar un coste monetario a los heridos o muertos que se pudieran producir, sin embargo, cuando se prescinde de ese término, se pueden diseñar estructuras óptimas durante la vida útil de la obra teniendo en cuenta costes directos, costes de reparación, mantenimiento, etc.

Los problemas básicos que se presentan en la optimización estructural tratan de minimizar una función objetivo teniendo en consideración la fiabilidad del sistema, es decir que se añaden restricciones de fiabilidad, pero no sólo asociadas a modos de fallo independientes, sino también relativas a sistemas tanto en serie como en paralelo.

En la actualidad, están desarrolladas técnicas de optimización a través de programación matemática lineal y no lineal, formando paquetes informáticos y rutinas de optimización.

Los paquetes de optimización son programas con un lenguaje de programación propio que permiten el modelado, análisis y resolución de múltiples problemas de optimización. La ventaja que tienen es que trabajan con algoritmos de optimización estándar contrastados y no es preciso que el usuario tenga un conocimiento exhaustivo del funcionamiento de los mismos aunque, lógicamente, cuanto más familiarizado se esté con los métodos que utilice, mayor será el rendimiento.

R. Mínguez, relaciona algunos de los existentes:

**AIMMS.** El paquete AIMMS del Paragón Decisión Technology B.V. en Haarlem.

**AMPL.** El paquete AMPL del Dash Optimization de Nueva York.

**GAMS.** El paquete GAMS pertenece a la GAMS Development Corp. de Washington. GAMS también está disponible para clientes europeos en el ARKI Consulting & Development A/S en Bagsvaerd, Dinamarca, o en GAMS Software GmbH en Colonia, Alemania.

**LINDO y What's Best.** El paquete pertenece a LINDO Systems, Inc. en Chicago.

**MPL.** Este paquete pertenece al Maximal Software Inc, en Arlington.

## 6.4.-Conceptos básicos de estadística y probabilidad

### 6.4.1.- Introducción.

En este apartado se describen, en modo resumen, algunas técnicas estadísticas de aplicación en los estudios de fiabilidad estructural. Esta exposición no pretende ser exhaustiva, simplemente señalar los aspectos más importantes; Para un estudio más pormenorizado, se debe completar con bibliografía especializada. Lo que aquí resumo es parte de la documentación del **Máster de Estadística e Investigación Operativa que se imparte por las tres universidades gallegas.**

La estadística descriptiva trata de describir, analizar y representar un grupo de datos utilizando métodos numéricos y gráficos que resumen y presentan la información contenida en ellos.

La estadística inferencial, apoyándose en el cálculo de probabilidades y a partir de datos muestrales, realiza estimaciones, predicciones, toma de decisiones u otras generalizaciones sobre un conjunto mayor de datos.

### 6.4.2.- Variables aleatorias unidimensionales.

#### Definición de variable aleatoria

Dado un experimento aleatorio, con espacio muestral asociado  $(\Omega, A)$  una variable aleatoria es cualquier función,  $X, X : \Omega \rightarrow R$

#### Función de distribución de una variable aleatoria

La función de distribución de una variable aleatoria  $X$  es una función real que a cada número real  $x$  le asocia la probabilidad de que la variable tome valores menores o iguales que dicho número, esto es:

$$F(x) = P(X \leq x) = P(\{w \in \Omega \text{ tales que } X(w) \leq x\}) = P(X^{-1}((-\infty, x]))$$

#### Variables aleatorias discretas

Una variable aleatoria discreta es aquella que sólo puede tomar valores dentro de un conjunto finito o infinito numerable.

Ejemplo

En un proceso de control de calidad se analiza el porcentaje de piezas defectuosas fabricadas, asociando "pieza defectuosa" con 1 y "pieza no defectuosa" con 0.

#### Función de masa de probabilidad de una variable aleatoria discreta

Sea  $X$  una v.a. discreta que toma los valores  $x_i$  con  $p_i = P(X = x_i)$ , con  $\sum p_i = 1$ . Se denomina función de masa de probabilidad o función de probabilidad de  $X$  a la función que asigna a cada  $x_i$  su probabilidad  $p_i$ .

La función de distribución de una variable discreta es:

$$F(x) = P(X < x) = \sum (x_i < x) p_i$$

La función F es escalonada, no decreciente, con saltos de discontinuidad en los puntos  $x_i$ . El valor del salto en  $x_i$  coincide con la probabilidad,  $p_i$ , de dicho valor.

### Variables aleatorias continuas

Una variable aleatoria continua es aquella que toma valores en uno o varios intervalos de la recta real.

Ejemplo

*"la superficie de planchas metálicas producidas en una factoría".*

### Función de densidad de una variable aleatoria continua

Dada una variable aleatoria continua X su función de densidad es la función real de variable real:

$$f(x) = \lim_{h \rightarrow 0^+} \frac{P(x-h \leq X \leq x+h)}{2h}$$

De la definición anterior, se deduce que:  $f(x) = F'(x) = \frac{dF(x)}{dx}$

Dada una variable continua X, con función de densidad f, su función de distribución es:

$$F(x) = P(X \leq x) = \int_{-\infty}^x f(t) dt$$

### Variables aleatorias mixtas

Una variable que tome unos valores puntuales con probabilidad dada, y el resto de los valores los tome dentro de uno o varios intervalos siguiendo una determinada función de densidad, se dirá que es una variable aleatoria con distribución mixta.

Por simplicidad, en la definición anterior se está usando el concepto de función de densidad en un sentido amplio, pues, si una variable sigue un modelo mixto de distribución, es evidente que la probabilidad acumulada en los intervalos en que ésta se comporta de modo continuo (igual al valor de la integral de la función de densidad en dichos intervalos) es inferior a la unidad.

### Razón de fallo de una variable continua

Sea T la variable aleatoria "tiempo de vida de un sistema estructural", y sea F (t) su función de distribución. La función de fiabilidad de la variable aleatoria T es:

$$R(t) = P(T > t) = 1 - F(t), t > 0$$

La razón de fallo de un componente del sistema es la proporción de unidades que fallan en un intervalo de tiempo (t, t + dt), con respecto a las que siguen funcionando en t. Esto es:

$$h(t) = \frac{f(t)}{R(t)} = -\frac{R'(t)}{R(t)}$$



### Transformación de variables aleatorias

En general, si  $F_Y$  es la función de distribución de la nueva variable transformada,  $Y = g(X)$ , se tendrá:

$$F_Y(y) = P(g(X) \leq y) = P(X \in g^{-1}((-\infty, y]))$$

Si  $X$  es discreta con valores  $x_i$  y probabilidades  $p_i$ , la nueva variable,  $Y = g(X)$ , es también discreta, con función de masa de probabilidad:

$$P(Y = y_j) = P(g(X) = y_j) = \sum_i P(x_i \text{ tal que } g(x_i) = y_j)$$

Si  $X$  es continua con densidad  $f_X$  y  $g$  es continua y monótona, con inversa  $g^{-1}$ , la densidad de  $Y = g(X)$ , es:

$$f_Y(y) = f_X(g^{-1}(y)) \left| \frac{dg^{-1}(y)}{dy} \right|$$

#### Ejemplo

Calculemos la función de densidad de la variable  $Y = g(X) = aX + b$ , siendo  $X$  una variable continua con función de densidad  $f_X$

$$X = g^{-1}(Y) = \frac{Y - b}{a} \Rightarrow \left| \frac{dg^{-1}(y)}{dy} \right| = \left| \frac{1}{a} \right|$$

Por tanto, la función de densidad de la variable transformada  $Y$  es:

$$f_Y(y) = f_X\left(\frac{y - b}{a}\right) \left| \frac{1}{a} \right|$$

Si la función  $g$  no tiene una única inversa, sino que posee un número finito de inversas  $g^{-1}_i$  ( $y$ ), la función de densidad de la nueva variable  $Y = g(X)$  se obtiene mediante la expresión:

$$f_Y(y) = \sum_{i=1}^n f_X(g^{-1}_i(y)) \left| \frac{dg^{-1}_i(y)}{dy} \right|$$

### 6.4.3.- Momentos de una variable aleatoria.

#### Esperanza de una variable aleatoria

Sea  $X$  una variable aleatoria discreta que toma los valores  $x_i$  con probabilidades  $p_i$ . Supuesto que  $\sum_i |x_i| p_i < \infty$ , se define la media, valor esperado o esperanza matemática de la variable  $X$  como el número real:

$$\mu = E(X) = \sum_i x_i p_i$$

Sea  $X$  una variable aleatoria continua con función de densidad  $f$ . Supuesto que  $\int_{-\infty}^{\infty} |x| f(x) dx < \infty$  se define la media, valor esperado o esperanza matemática de la variable  $X$  como el número real:

$$\mu = E(X) = \int_{-\infty}^{\infty} x f(x) dx$$

Propiedades de la esperanza

- 1.-  $E(aX + b) = aE(X) + b$
- 2.-  $E(X + Y) = E(X) + E(Y)$
- 3.- Si X es discreta con valores  $x_i$ , y probabilidades  $p_i$ , la media de  $Y = g(X)$  es:  
 $E(Y) = E(g(X)) = \sum_i g(x_i) p_i$
- 4.- Si X es una variable continua con densidad  $f$ , la media de  $Y = g(X)$  es:

$$E(Y) = E(g(X)) = \int_{-\infty}^{\infty} g(x) f(x) dx$$

### Momentos de una variable aleatoria

Se define el momento con respecto al origen de orden  $n$ ,  $\alpha_n$ , de una variable aleatoria X a  $\alpha_n = E(X^n)$

Si existe el momento de orden  $t$  de una variable aleatoria X entonces existen todos los momentos de orden  $0 < s < t$ .

Se define el momento central  $\mu_n$  con respecto a la media de orden  $n$ ,  $\mu_n$ , de X como:

$$\mu_n = E((X - E(X))^n)$$

Conocidos  $\alpha_k$  se obtienen  $\mu_k$  y viceversa:

$$\mu_k = E(X - \alpha_1)^k = \sum_{i=0}^k (-1)^i \binom{k}{i} \alpha_1^i \alpha_{k-i}$$

$$\alpha_k = E(X - \alpha_1 + \alpha_1)^k = \sum_{i=0}^k \binom{k}{i} \alpha_1^i \mu_{k-i}$$

### Varianza de una variable aleatoria

Sea X una variable aleatoria con media  $\mu = E(X)$ . Se define la varianza de X como el valor esperado de los cuadrados de las diferencias con la media:

$$\sigma^2 = \text{Var}(X) = E[(X - E(X))^2]$$

Se define la desviación típica de la variable X como la raíz positiva de la varianza:

$$\sigma = \pm \sqrt{E[(X - E(X))^2]}$$

Propiedades

- 1.-  $\text{Var}(aX + b) = a^2 \text{Var}(X)$ .
- 2.-  $\text{Var}(X) = E(X^2) - [E(X)]^2$ .

### Características de una variable aleatoria

#### Tipificación de una variable aleatoria

Una variable aleatoria se dirá que está estandarizada o tipificada, si su media es 0 y su varianza es 1.

Para transformar una variable  $X$  con media  $\mu$  y desviación típica  $\sigma$  en otra tipificada, basta con aplicar la transformación lineal,

$$Y = \frac{X - \mu}{\sigma}$$

La nueva variable,  $Y$ , tiene media 0 y varianza 1.

### Otras medidas características de una variable aleatoria

**La mediana** de una variable aleatoria es la medida de centralización que divide la distribución en dos partes de igual probabilidad. Es el valor  $M_e$  que, para una variable con distribución  $F$ , verifica:

$$M_e = \inf \{x / F(x) \geq 1/2\}$$

**La moda** de una variable es el valor  $M_0$  que maximiza la función de probabilidad o la función de densidad, según se trate de una variable discreta o continua, respectivamente.

**Cuantiles** de orden  $p$ , siendo  $0 < p < 1$ , son los valores  $Q_p$ , que dejan un  $100p\%$  de la distribución de probabilidad a su izquierda. Esto es:

$$Q_p = \inf \{x / F(x) \geq p\}$$

Los cuantiles más usados son  $Q_{1/4}$ ,  $Q_{1/2}$  y  $Q_{3/4}$  que se denominan también primer, segundo y tercer cuartil.

**Recorrido intercuartílico**  $RI = Q_{3/4} - Q_{1/4}$

Se define el **coeficiente de variación** de una variable  $X$ , con media  $\mu > 0$  y desviación típica  $\sigma$ , como:

$$CV(X) = \frac{\sigma}{\mu}$$

El **coeficiente de asimetría** es el cociente  $\gamma_1 = \frac{\mu_3}{\sigma^3}$

Si  $\gamma_1$  es 0 la distribución es simétrica. En otro caso presentará asimetría positiva o negativa de acuerdo con el signo de  $\gamma_1$ .

El **coeficiente de apuntamiento o curtosis** es el número  $\gamma_2 = \frac{\mu_4}{\sigma^4} - 3$

Si  $\gamma_2$  es 0 la distribución presenta una forma similar a la distribución normal.

#### 6.4.4.- Distribuciones notables.

##### Distribuciones unidimensionales discretas

##### El proceso de Bernoulli

En cada observación se clasifica el elemento de la población en una de las dos posibles categorías, correspondientes a la ocurrencia o no de un suceso. Llamaremos éxito (E) a la ocurrencia y fracaso (F) a la no ocurrencia.

La proporción de éxitos en la población es constante y no depende del número de elementos de ésta.

Representaremos por  $p$  ( $0 < p < 1$ ) a la probabilidad de éxito y por  $q$  ( $q = 1 - p$ ) a la probabilidad de fracaso.

Las observaciones son independientes. Es decir, la probabilidad de éxito es siempre la misma y no se modifica dependiendo de los elementos observados.

##### Distribución de Bernoulli

La variable con distribución de Bernoulli se define como:

$$X = 0 \text{ si ocurre F}$$

$$X = 1 \text{ si ocurre E}$$

Función de probabilidad:

$$P(X = 1) = p \text{ y } P(X = 0) = q$$

Características

$$E(X) = p, \text{ Var } (X) = pq$$

##### Distribución binomial

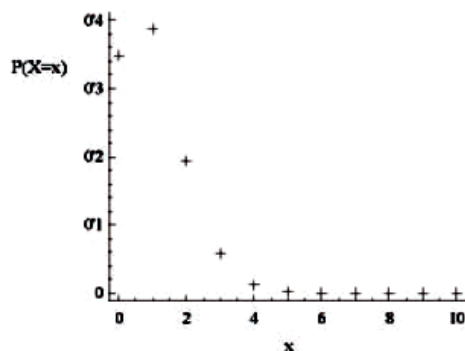
En un proceso de Bernoulli la variable aleatoria,  $X =$  "número de éxitos en  $n$  realizaciones del experimento" sigue una distribución binomial de parámetros  $n$  y  $p$ . La denotaremos  $X \in B(n, p)$ .

$$\text{Función de probabilidad: } P(X = x) = \binom{n}{x} p^x q^{n-x} \text{ si } x = 0, 1, 2, \dots, n$$

Características:

$$E(X) = np, \text{ Var } (X) = npq$$

Figura 6.1  
Función de probabilidad  
de una variable B (10, 001)



Comentarios.

- 1.- La distribución de Bernoulli es la distribución binomial con  $n = 1$ .
- 2.- Los valores de esta distribución están tabulados.
- 3.- La distribución binomial se utiliza en los procesos de control de calidad y en el muestreo con reemplazamiento.
- 4.- El número de fracasos en  $n$  pruebas tiene distribución binomial de parámetros  $n$  y  $q$ .
- 5.- Reproductividad de la distribución binomial: Si  $X \in B(n_1, p)$  e  $Y \in B(n_2, p)$ , entonces  $X + Y \in B(n_1 + n_2, p)$ .
- 6 Si  $X \in B(n, p)$  entonces  $X = \sum_{i=1}^n X_i$ , donde  $X_i \in B(1, p)$  independientes.

### Distribución geométrica o de Pascal

En las mismas condiciones del experimento binomial,  $X =$  "número de fracasos hasta obtener el primer éxito" tiene distribución geométrica de parámetro  $p$ .

Función de probabilidad:  $P(X = x) = q^x p$  si  $x = 0, 1, 2, \dots$

Características:  $E(X) = q/p$ ,  $Var(X) = q/p^2$

### Distribución binomial negativa

La variable  $X =$  "número de fracasos hasta obtener el éxito  $n$ " tiene distribución binomial negativa de parámetros  $n$  y  $p$ , que denotaremos por  $BN(n, p)$ .

Función de probabilidad:  $P(X = x) = \binom{n+x-1}{x} p^x q^{n-x}$  si  $x = 0, 1, 2, \dots$

Características:  $E(X) = nq/p$ ,  $Var(X) = nq/p^2$

Función de probabilidad de una variable geométrica ( $BN(1, 0.01)$ )

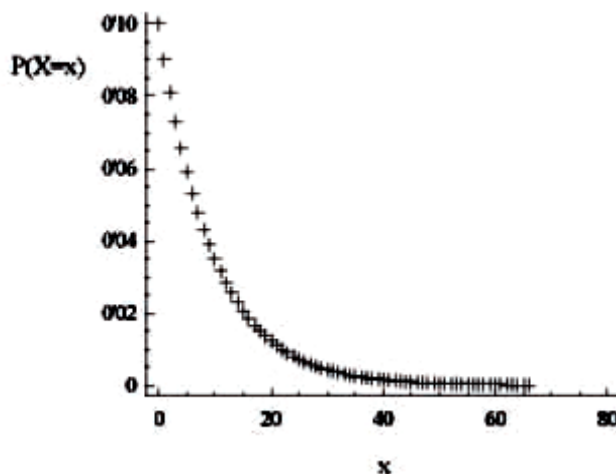


Figura 6.2  
Distribución binomial negativa. Comentarios  
La distribución geométrica es una  $BN(1, p)$ .

Reproductividad de la distribución binomial negativa: La suma de  $n$  variables aleatorias independientes con distribución geométrica de parámetro  $p$  tiene una distribución  $BN(n, p)$ .

La distribución binomial negativa también se puede definir como la distribución de la variable "número de pruebas hasta obtener el éxito n". En este caso, la media de esta variable es  $n/p$ .

La distribución binomial negativa se utiliza en estudios de fiabilidad.

### El proceso de Poisson

Llamaremos proceso de Poisson a aquel experimento aleatorio que consiste en observar la aparición de sucesos puntuales sobre un soporte continuo (generalmente el tiempo), de manera que:

El proceso sea estable. Es decir, a largo plazo el número medio de sucesos por unidad de medida,  $\lambda$  ( $\lambda > 0$ ), es constante.

Los sucesos ocurren aleatoriamente de forma independiente.

Es la generalización a un soporte continuo del proceso de Bernoulli.

Ejemplos:

Difusión de cloruros en el hormigón

Distribución de Poisson

En un proceso de Poisson, la variable  $X$  = "número de sucesos ocurridos en un intervalo" es una variable aleatoria con distribución de Poisson de parámetro  $\lambda$ . La denotaremos por  $X \in P(\lambda)$ .

Función de probabilidad:  $P(X = x) = e^{-\lambda} \frac{\lambda^x}{x!}$  si  $x = 0, 1, 2, \dots$

Características:  $E(X) = \text{Var}(X) = \lambda$

Función de probabilidad de una variable  $P(10)$ :

### Comentarios

En la práctica se va a tomar como intervalo (de definición) el conjunto donde se observe la variable. Tendremos que corregir el valor del parámetro  $\lambda$  si variamos el intervalo inicial.

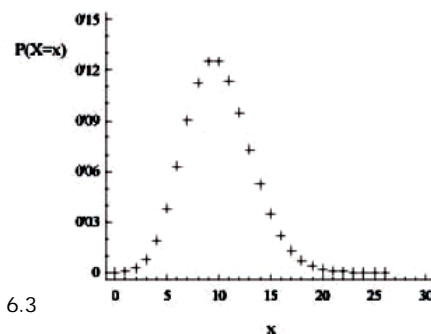


Figura 6.3

Reproductividad de la distribución de Poisson: Sean  $X \in P(\lambda_1)$  e  $Y \in P(\lambda_2)$  dos variables aleatorias independientes, entonces

$X + Y \in P(\lambda_1 + \lambda_2)$ .

La distribución de Poisson está tabulada.

La distribución de Poisson se obtiene como límite de la distribución binomial cuando  $n \rightarrow \infty$  y  $p \rightarrow 0$ .

### Distribución uniforme discreta

Una variable aleatoria  $X$  se dice que tiene una distribución uniforme discreta sobre  $n$  valores  $\{x_1, x_2, \dots, x_n\}$  si todos ocurren con la misma probabilidad.

Función de probabilidad: 
$$P(X = x) = \frac{1}{n} \quad \text{si } x = x_1, x_2, \dots, x_n$$

Características: 
$$\mu = E(X) = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i \qquad \text{Var}(X) = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (x_i - \mu)^2$$

### Distribución hipergeométrica

Consideremos una población finita de  $N$  elementos de los cuales  $k$  son de la clase  $D$  y los restantes,  $N - k$ , de la clase  $\bar{D}$ . Se toma una muestra aleatoria sin reemplazamiento de tamaño  $n$ ,

$X$  = "número de elementos de la clase  $D$  en la muestra de tamaño  $n$ ", tiene distribución hipergeométrica de parámetros  $N, n$  y  $k$ .

La denotaremos por  $X \in H(N, n, k)$ .

Función de probabilidad: 
$$P(X = x) = \frac{\binom{k}{x} \binom{N-k}{n-x}}{\binom{N}{n}}$$

$$\text{máx.}\{0, n - (N - k)\} \leq x \leq \text{mín}\{k, n\}$$

Características: 
$$E(X) = \frac{nk}{N} = np$$

$$\text{Var}(X) = \frac{nk(N-k)(N-n)}{N^2(N-1)} = npq \frac{N-n}{N-1}$$

Donde  $p = k/N$  y  $q = 1 - p$  son, respectivamente, las probabilidades de que un elemento pertenezca a las clases  $D$  y su complementaria.

#### Comentarios

La distribución hipergeométrica se utiliza en el muestreo de una población finita sin reemplazamiento. Si el muestreo es con reemplazamiento, la distribución que se utiliza es la binomial.

La distribución hipergeométrica se puede aproximar por la distribución binomial cuando el tamaño de la población es grande.

## Distribuciones unidimensionales continuas

### Distribución uniforme

X tiene distribución uniforme en (a, b),  $X \in U(a, b)$ , si su función de densidad es:

$$f(x) = \begin{cases} \frac{1}{b-a} & \text{si } x \in (a, b) \\ 0 & \text{en otro caso} \end{cases}$$

Función de distribución:

$$F(x) = \begin{cases} 0 & \text{si } x < a \\ \frac{x-a}{b-a} & \text{si } a \leq x \leq b \\ 1 & \text{si } x > b \end{cases}$$

Características:

$$E(X) = \frac{a+b}{2} \qquad \text{Var}(X) = \frac{(b-a)^2}{12}$$

El nombre de esta distribución se deriva del hecho de que la probabilidad se reparte de modo uniforme sobre el intervalo (a, b) (densidad constante en dicho intervalo), siendo el modelo de distribución uniforme el utilizado para describir el resultado del experimento consistente en elegir un valor al azar en un intervalo.

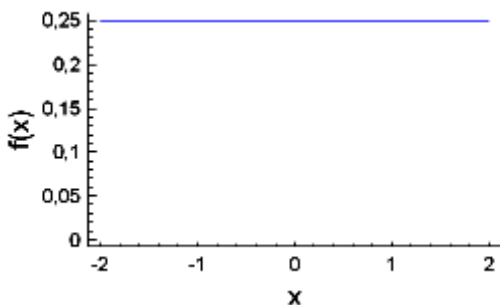


Figura 6.4  
Función de densidad de una U (-2, 2)

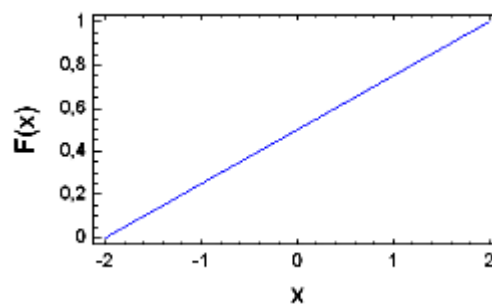


Figura 6.5  
Función de distribución de una U (-2, 2)



## Distribución normal

La distribución normal fue considerada por primera vez por De Moivre en 1733 como límite de la distribución binomial,  $B(n, p)$ , cuando  $n \rightarrow \infty$ .

Este descubrimiento quedó en el olvido y fue redescubierta en el siglo XIX por Gauss y Laplace al estudiar la distribución de los errores accidentales en astronomía y geodesia.

La distribución normal o gaussiana es la más importante y de mayor uso de todas las distribuciones continuas de probabilidad. Existen multitud de experimentos cuyo resultado se ajusta a esta distribución: el peso de un individuo y su talla, datos meteorológicos, errores de medición, etc.

Diremos que una variable aleatoria tiene distribución normal de parámetros  $\mu, \sigma$  ( $-\infty < \mu < \infty, \sigma > 0$ ), que denotaremos por  $X \in N(\mu, \sigma)$ , si su función de densidad es:

$$f(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{(x-\mu)^2}{2\sigma^2}} \quad \text{si } -\infty < x < \infty$$

Características:

$$E(x) = \mu \qquad \text{Var}(X) = \sigma^2$$

La variable aleatoria  $N(0, 1)$  se denomina normal estándar, tipificada o estandarizada; la representaremos usualmente por la letra  $Z$  y a su función de distribución, que está tabulada, por  $\Phi$  ( $\Phi(z) = P(Z \leq z)$ ). Su función de densidad viene dada por:

$$f(z) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-z^2/2} \quad \text{si } -\infty < z < \infty$$

Para calcular las probabilidades relativas a una variable  $X \in N(\mu, \sigma)$  se tipifica la variable. La nueva variable  $Z$ , tendrá distribución  $N(0, 1)$ .

$$Z = \frac{X - \mu}{\sigma}$$

### Comentarios

Los valores del coeficiente de asimetría y la curtosis de una variable normal son 0.

Sean  $X \in N(\mu_1, \sigma_1)$  e  $Y \in N(\mu_2, \sigma_2)$ . Si dichas variables son independientes

$$X + Y \in N\left(\mu_1 + \mu_2, \sqrt{\sigma_1^2 + \sigma_2^2}\right)$$

Dadas variables normales independientes  $X_i \in N(\mu_i, \sigma_i)$  y constantes cualesquiera  $a_i$  ( $i = 1, 2, \dots, n$ ), la variable aleatoria  $\sum_{i=1}^n a_i X_i$  tiene distribución:

$$N\left(\sum_{i=1}^n a_i \mu_i, \sqrt{\sum_{i=1}^n a_i^2 \sigma_i^2}\right)$$

Figura 6.6  
Trazo fino densidad de  $N(0, 1)$  y trazo grueso densidad de  $N(0, 2)$

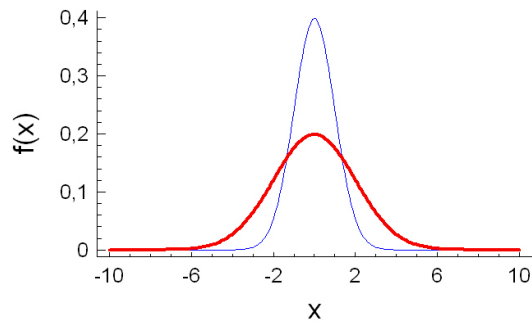
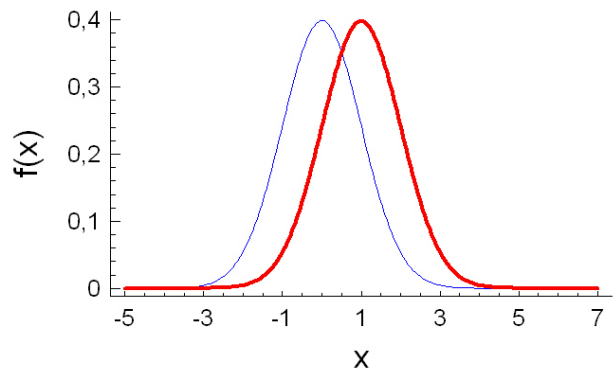


Figura 6.7  
Trazo fino densidad de  $N(0, 1)$  y trazo grueso densidad de  $N(1, 1)$



### Distribución exponencial

En un proceso de Poisson, consideremos la variable  $X =$  "tiempo entre dos sucesos consecutivos". Diremos que  $X$  tiene distribución exponencial de parámetro  $\lambda$ , que denotaremos por  $X \in \text{Exp}(\lambda)$  siendo  $\lambda > 0$  el número medio de sucesos que ocurren por unidad de tiempo.

Función de densidad:

$$f(x) = \begin{cases} \lambda e^{-\lambda x} & x > 0 \\ 0 & \text{en otro caso} \end{cases}$$

Función de distribución:

$$f(x) = \begin{cases} 1 - e^{-\lambda x} & x > 0 \\ 0 & \text{en otro caso} \end{cases}$$

Características:

$$E(X) = \frac{1}{\lambda} \quad \text{Var}(X) = \frac{1}{\lambda^2}$$

Comentarios

La distribución exponencial "carece de memoria", es decir,  $P(X > x + t / X > x) = P(X > t)$

La distribución exponencial es la generalización al caso continuo de la distribución geométrica.

La distribución exponencial aparece, en ocasiones, caracterizada utilizando como parámetro la media,  $\mu = 1/\lambda$ .

Figura 6.8  
Trazo fino densidad de Exp (1) y trazo grueso densidad de Exp (2)

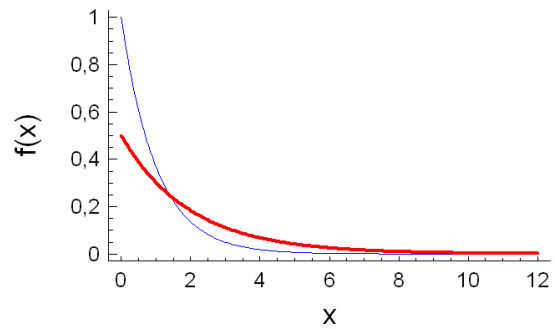
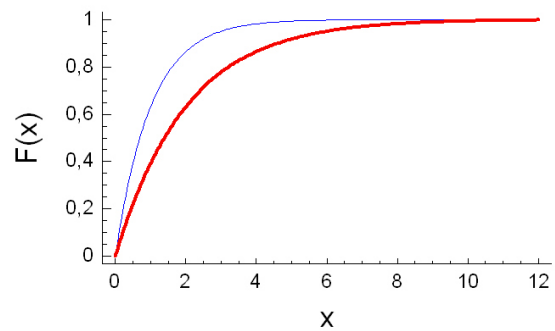


Figura 6.9  
Trazo fino distribución de Exp (1) y trazo grueso distribución de Exp (2)



**Distribución gamma**

Llamaremos función gamma a: 
$$\Gamma(p) = \int_0^{\infty} x^{p-1} e^{-x} dx$$

De la definición se deduce que: 
$$\Gamma(p) = (p-1)\Gamma(p-1)$$

En particular si  $p$  es un entero positivo:  $\Gamma(p) = (p-1)!$ ,  $\Gamma(1/2) = \sqrt{\pi}$

La distribución gamma, que denotaremos por  $\Gamma(\lambda, p)$ , suele utilizarse para modelizar el tiempo de espera hasta que ocurre el  $p$ -ésimo suceso de Poisson. El parámetro  $\lambda$  representa el número medio de sucesos que ocurren por unidad de tiempo y  $p$  es el número de sucesos que queremos que hayan ocurrido.

Función de densidad: 
$$f(x) = \begin{cases} \frac{\lambda^p}{\Gamma(p)} x^{p-1} e^{-\lambda x} & x > 0 \\ 0 & \text{en otro caso} \end{cases}$$

Características:  $E(X) = \frac{p}{\lambda}$        $Var(X) = \frac{p}{\lambda^2}$

Comentarios

La distribución gamma es una generalización de la distribución exponencial (la distribución exponencial de parámetro  $\lambda$  es la  $\Gamma(\lambda, 1)$ ).

Reproductividad de la distribución gamma: Si X e Y son variables independientes,  $X \in \Gamma(\lambda, p_1)$ ,  $Y \in \Gamma(\lambda, p_2)$ , la variable  $X + Y \in \Gamma(\lambda p_1 + p_2)$ .

Como caso particular de esta propiedad, la suma de n exponenciales independientes de parámetro  $\lambda$  tiene distribución  $\Gamma(\lambda, n)$ .

Cuando p es un entero positivo, la distribución gamma se conoce con el nombre de distribución de Erlang.

**Distribución lognormal**

Se denomina distribución lognormal a la variable cuyo logaritmo se distribuye normalmente. Si  $X = \ln Y$  tiene distribución  $N(\mu, \sigma)$ , la densidad de Y es:

$$f(x) = \begin{cases} \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \frac{1}{y} e^{-\frac{(\ln y - \mu)^2}{2\sigma^2}} & y > 0 \\ 0 & \text{en otro caso} \end{cases}$$

La distribución lognormal es especialmente útil para comparar distribuciones asimétricas con variabilidad muy distinta. Se utiliza con frecuencia en ciencias biológicas, físicas y para modelizar variables referentes a rentas de familias, ventas, etc.

**Distribución de Pareto**

Se dice que una variable aleatoria tiene distribución de Pareto de parámetros k, a si su función de densidad viene dada por:

$$f(x) = \begin{cases} \frac{k}{x} \left(\frac{a}{x}\right)^k & \text{si } x \geq a \\ 0 & \text{si } x < a \end{cases}$$

Siendo k y a dos parámetros mayores que cero.

Función de distribución: 
$$F(x) = \begin{cases} 1 - \left(\frac{a}{x}\right)^k & \text{si } x \geq a \\ 0 & \text{si } x < a \end{cases}$$

Características:  $E(X) = \frac{ka}{k-1}$  si  $k > 1$        $Var(X) = \frac{ka^2}{(k-2)(k-1)^2}$  ,si  $k > 2$

Un ejemplo de utilización de la distribución de Pareto es la distribución de las rentas que son superiores a un nivel de ingresos dado.

### Distribución beta

Se define la función beta como:  $\beta(p, q) = \frac{\Gamma(p)\Gamma(q)}{\Gamma(p+q)}$

Diremos que una variable aleatoria tiene distribución beta de parámetros p, q (p > 0, q > 0), que denotaremos por b (p, q), si su función de densidad viene dada por:

$$f(x) = \begin{cases} \frac{x^{p-1}(1-x)^{q-1}}{\beta(p, q)} & \text{si } 0 < x < 1 \\ 0 & \text{en otro caso} \end{cases}$$

Características:

$$E(X) = \frac{p}{p+q} \quad \text{Var}(X) = \frac{pq}{(p+q)^2(p+q+1)}$$

#### Comentarios

La distribución beta puede utilizarse para representar variables físicas cuyos valores se encuentran restringidos a un intervalo de longitud finita, mediante una adecuada selección de los parámetros.

Es de gran utilidad en la estadística bayesiana.

Si  $X \in \Gamma(\lambda, p)$  e  $Y \in \Gamma(\lambda, q)$  son variables independientes, la variable  $\frac{X}{X+Y}$  tiene distribución b(p, q).

### Distribución Weibull

Diremos que una variable aleatoria X tiene distribución de Weibull de parámetros b, λ (b > 0, λ > 0), que denotaremos por  $X \in W(b, \lambda)$ , si su función de densidad viene dada por:

$$f(x) = \begin{cases} \lambda^b b x^{b-1} e^{-(\lambda x)^b} & \text{si } x \geq 0 \\ 0 & \text{si } x < 0 \end{cases}$$

Función de distribución: 
$$F(x) = \begin{cases} 1 - e^{-(\lambda x)^b} & x \geq 0 \\ 0 & x < 0 \end{cases}$$

Características: 
$$E(X) = \frac{1}{\lambda} \Gamma\left(1 + \frac{1}{b}\right) \quad \text{Var}(X) = \frac{1}{\lambda^2} \left\{ \Gamma\left(1 + \frac{2}{b}\right) - \left[ \Gamma\left(1 + \frac{1}{b}\right) \right]^2 \right\}$$

Esta distribución se puede utilizar para modelizar el tiempo de vida de diferentes materiales.

La distribución  $W(1, \lambda)$  es la distribución exponencial de parámetro  $\lambda$ .

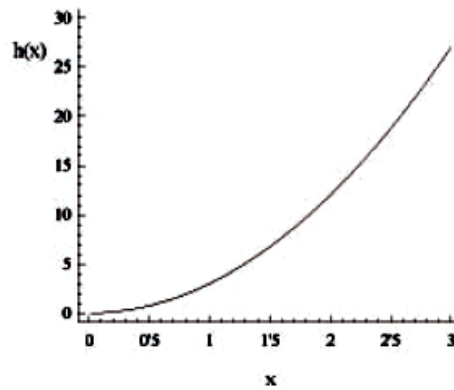


Figura 6.10  
Razón de fallo de una variable  $W(3, 1)$

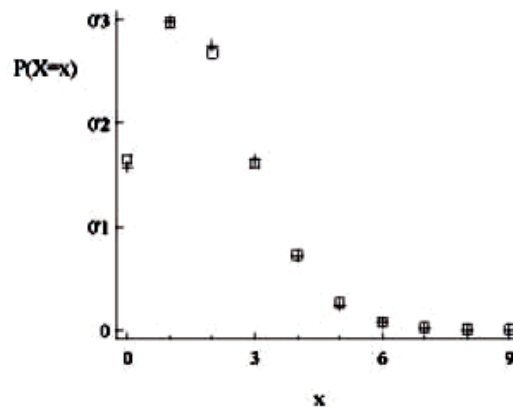
### Relación entre las distribuciones hipergeométrica, binomial y de Poisson

Si  $X \in H(N, n, k)$  y el tamaño,  $n$ , de la muestra es muy pequeño comparado con el tamaño de la población,  $N$ , podremos aproximar la distribución de  $X$  por la distribución  $B(n, p)$ . En la práctica, convendremos en utilizar esta aproximación si  $n/N < 0.01$ .

Sea  $X \in B(n, p)$ . Si  $np = \lambda$  es constante,  $n \rightarrow \infty$  y  $p \rightarrow 0$ , entonces la distribución de  $X$  se puede aproximar por la distribución  $P(\lambda)$ .

En la práctica, utilizaremos esta aproximación si  $p < 0,1$  y  $n > 30$ .

Figura 6.11  
Comparación de las funciones de probabilidad de una variable  $B(36, 0,05)$  (+) y su aproximación por la variable  $P(1,8)$  (□)



### 6.4.5.- Extensión a vectores aleatorios.

#### Concepto de variable aleatoria bidimensional

Dado un espacio muestral  $\Omega$ , una variable aleatoria bidimensional sobre  $\Omega$  es una función  $(X, Y)$ .

$$(X, Y): \Omega \rightarrow \mathbb{R}^2$$

que asocia a cada suceso elemental un par ordenado de números reales, verificando que, para cualquier  $(x, y) \in \mathbb{R}^2$ , el conjunto  $\{w \in \Omega \text{ tales que } X(w) \leq x \text{ e } Y(w) \leq y\}$  es un suceso.

Se define la función de distribución conjunta de una variable aleatoria bidimensional como la función que a cualquier par de números reales  $(x, y)$  le asocia el número:

$$F(x, y) = P(X \leq x, Y \leq y)$$

Propiedades  $0 \leq F(x, y) \leq 1$

$F$  es no decreciente y continua por la derecha en cada una de las variables

$$F(+\infty, +\infty) = \lim_{x, y \rightarrow +\infty} F(x, y) = 1$$

$$F(-\infty, y) = \lim_{x \rightarrow -\infty} F(x, y) = 0$$

$$F(x, -\infty) = \lim_{y \rightarrow -\infty} F(x, y) = 0$$

Una variable aleatoria bidimensional discreta es aquella cuyas componentes son variables aleatorias unidimensionales discretas.

Sean  $X$  e  $Y$  variables aleatorias discretas que toman los valores  $x_i$  e  $y_j$ , respectivamente. La función de probabilidad conjunta de  $(X, Y)$  es:

$$p_{ij} = p(x_i, y_j) = P(\{w \in \Omega / X(w) = x_i, Y(w) = y_j\})$$

Verificando que  $\sum_i \sum_j p_{ij} = 1$ . La función de distribución conjunta para esta variable es:

$$F(x, y) = \sum_{x_i \leq x} \sum_{y_j \leq y} p_{ij}$$

Una variable aleatoria bidimensional continua es aquella cuyas componentes son variables unidimensionales continuas.

La función de densidad conjunta de una variable aleatoria bidimensional continua  $(X, Y)$  es la función  $f: \mathbb{R}^2 \rightarrow \mathbb{R}$  que verifica las siguientes condiciones:

$$f(x, y) \geq 0, \text{ para todo } (x, y) \in \mathbb{R}^2$$

$$\int_{-\infty}^{+\infty} \int_{-\infty}^{+\infty} f(x, y) dx dy = 1$$

$$P(a \leq X \leq b, c \leq Y \leq d) = \int_a^b \left( \int_c^d f(z, t) dt \right) dz$$

Propiedades

$$P(X = x, Y = y) = 0, \text{ para todo } (x, y) \in \mathbb{R}^2$$

La función de distribución conjunta de (X, Y) es:

$$F(x, y) = P(X \leq x, Y \leq y) = \int_{-\infty}^{+\infty} \int_{-\infty}^{+\infty} f(z, t) dt dz$$

$$f(x, y) = \frac{\partial^2 F(x, y)}{\partial x \partial y}$$

Dada una variable aleatoria bidimensional (X, Y), con función de distribución F(x, y), se obtienen dos nuevas funciones de distribución:  $F_X(x)$ , función de distribución marginal de X, y  $F_Y(y)$ , función de distribución marginal de Y, dadas por:

$$F_X(x) = P(X \leq x) = P(X \leq x, -\infty \leq Y \leq \infty)$$

$$F_Y(y) = P(Y \leq y) = P(-\infty \leq X \leq \infty, Y \leq y)$$

Si la variable (X, Y) es discreta, las distribuciones marginales son:

$$F_X(x) = \sum_{x_i < x} \sum_{y_j} P(X = x_i, Y = y_j)$$

$$F_Y(y) = \sum_{x_i} \sum_{y_j < y} P(X = x_i, Y = y_j)$$

Si la variable (X, Y) es continua, con función de densidad f (x, y), las distribuciones marginales son:

$$F_X(x) = \int_{-\infty}^x \left( \int_{-\infty}^{+\infty} f(z, t) dt \right) dz$$

$$F_Y(y) = \int_{-\infty}^y \left( \int_{-\infty}^{+\infty} f(z, t) dz \right) dt$$

Se denominan probabilidades marginales para la primera componente,  $p_X$ , y para la segunda componente,  $p_Y$ , de la variable discreta (X, Y) las probabilidades dadas por:

$$p_X(x_i) = P(X = x_i) = \sum_j P(X = x_i, Y = y_j)$$

$$p_Y(y_j) = P(Y = y_j) = \sum_i P(X = x_i, Y = y_j)$$

Si (X, Y) es continua la función de densidad marginal de X es:

$$f_X = \int_{-\infty}^{+\infty} f(x, t) dt$$



y la función de densidad marginal de Y es:

$$f_Y(y) = \int_{-\infty}^{+\infty} f(z, y) dz$$

### Independencia de variables aleatorias

Dada una variable aleatoria (X, Y), se dirá que X es independiente de Y, o que el vector aleatorio (X, Y) es independiente, si la distribución conjunta es igual al producto de las distribuciones marginales. Esto es:

$$F(x, y) = F_X(x) \cdot F_Y(y)$$

para cada par de números reales (x, y).

Si (X, Y) es discreta, las variables X e Y son independientes si

$$P(X = x_i, Y = y_j) = P(X = x_i) \cdot P(Y = y_j)$$

o, equivalentemente, si

$$P(X = x_i / Y = y_j) = P(X = x_i) \text{ y}$$

$$P(Y = y_j / X = x_i) = P(Y = y_j)$$

Si (X, Y) es continua, las variables X e Y son independientes si

$$f(x, y) = f_X(x) \cdot f_Y(y)$$

o, equivalentemente, si

$$f(x/y) = f_X(x) \text{ y } f(y/x) = f_Y(y)$$

### Transformación de una variable bidimensional

Dada la transformación  $g(X, Y) = (Z, T)$ , con  $Z = g_1(X, Y)$  y  $T = g_2(X, Y)$  supuesto que existen  $u_1$  y  $u_2$  funciones derivables e inversas de  $g_1$  y  $g_2$ , tales que  $X = u_1(Z, T)$  e  $Y = u_2(Z, T)$ .

El jacobiano de la transformación por g es:

$$J = \begin{vmatrix} \frac{\partial u_1}{\partial z} & \frac{\partial u_1}{\partial t} \\ \frac{\partial u_2}{\partial z} & \frac{\partial u_2}{\partial t} \end{vmatrix}$$

Si  $f(x, y)$  es la densidad de (X, Y), la densidad de la variable  $g(X, Y)$  es:

$$\varphi(z, t) = f(u_1(z, t), u_2(z, t)) |J|$$

Para el cálculo de la probabilidad de un determinado recinto S, se procederá:

$$P((Z, T) \in S) = \int \int_S f[u_1(z, t), u_2(z, t)] |J| dz dt$$

Si (X, Y) es una variable aleatoria bidimensional, el vector  $(E(X), E(Y)) = (\mu_X, \mu_Y)$  se denomina vector de medias de la variable bidimensional (X, Y).

Se define la media de la variable transformada  $g(X, Y)$ , con  $g$  una función de  $R^2$  en  $R$ , como la esperanza matemática de  $g(X, Y)$ :

$$E[g(X, Y)] = \sum_i \sum_j g(x_i, y_j) p(x_i, y_j) \quad \text{si } (X, Y) \text{ es discreta}$$

$$E[g(X, Y)] = \iint g(x, y) f(x, y) dx dy \quad \text{si } (X, Y) \text{ es continua}$$

Propiedades de la media

1.- Si  $g_1, g_2, \dots, g_k$  son funciones de  $R^2$  en  $R$ ,

$$E[g_1(X, Y) + \dots + g_k(X, Y)] = E[g_1(X, Y)] + \dots + E[g_k(X, Y)]$$

2.-  $E(aX + bY) = aE(X) + bE(Y)$ , siendo  $a$  y  $b$  números reales cualesquiera.

3 Si  $X$  e  $Y$  son independientes,  $E(XY) = E(X) E(Y)$ .

Dada una variable aleatoria bidimensional  $(X, Y)$  con vector de **medias**  $(\mu_X, \mu_Y)$ , se define **la covarianza** de  $(X, Y)$  como el número real  $Cov(X, Y) = \sigma_{XY} = E[(X - \mu_X)(Y - \mu_Y)]$

Llamaremos **matriz de varianzas-covarianzas** de una variable bidimensional  $(X, Y)$  a la matriz:

$$\Sigma = \begin{pmatrix} \sigma_X^2 & \sigma_{XY} \\ \sigma_{XY} & \sigma_Y^2 \end{pmatrix}$$

Propiedades

1.-  $\sigma_{XY} = \sigma_{YX} = E(XY) - E(X)E(Y)$ .

2.- Si  $X$  e  $Y$  son independientes, su covarianza es cero. El caso recíproco, en general, no es cierto.

3.- La covarianza es positiva si al crecer los valores de la variable  $X$  crecen también los de la variable  $Y$ .

4.- La covarianza es negativa si al crecer los valores de la variable  $X$  decrecen los de la variable  $Y$ .

5.-  $Cov(aX + b, cY + d) = acCov(X, Y)$ , siendo  $a, b, c$  y  $d$  números reales cualesquiera.

6.- Se verifican las siguientes relaciones:

$$Var(X + Y) = Var(X) + Var(Y) + 2Cov(X, Y)$$

$$Var(X - Y) = Var(X) + Var(Y) - 2Cov(X, Y)$$

7.-  $Var(\sum_i a_i X_i) = \sum_i a_i^2 Var(X_i) + 2\sum_{i < j} a_i a_j Cov(X_i, X_j)$

8.- Si las variables  $X_i, i = 1, 2, \dots, n$ , son independientes, se verifica:

$$Var(\sum_i a_i X_i) = \sum_i a_i^2 Var(X_i)$$

9.- El determinante de la matriz de varianzas-covarianzas,  $|\Sigma|$ , se denomina **varianza generalizada**. Es una medida de la dispersión conjunta de las variables  $X$  e  $Y$ .

Dada una variable bidimensional  $(X, Y)$ , con covarianza  $\sigma_{XY}$  y desviaciones típicas respectivas  $\sigma_X$  y  $\sigma_Y$ , el **coeficiente de correlación lineal** es el cociente entre la covarianza y el producto de las desviaciones típicas.

$$\rho = \rho_{XY} = \frac{\sigma_{XY}}{\sigma_X \sigma_Y}$$

Propiedades de  $\rho$

- 1.-  $\rho_{XY} = \rho_{YX}$ .
- 2.-  $-1 \leq \rho \leq 1$ .
- 3.- Si  $\rho = 0$  las variables se dicen **incorreladas**: no hay una relación lineal entre las variables, aunque puede ocurrir que sí presenten una relación no lineal.
- 4.- Si  $\rho = \pm 1$  entonces X e Y están linealmente relacionadas de la forma  $Y = aX + b$ . Cuanto más se aproxime  $\rho$  a  $\pm 1$ , más fuerte será la dependencia lineal entre las variables.
- 5.- Dadas las transformaciones lineales  $U = aX + b$  y  $V = cY + d$ , se verifica que  $\rho_{UV} = \text{signo}(ac) \rho_{XY}$ .

Se define el **momento con respecto al origen de orden**  $(r, s)$ ,  $\alpha_{rs}$ , de una variable  $(X, Y)$  como  $\alpha_{rs} = E(X^r Y^s)$

Se define el **momento central o con respecto a las medias de orden**  $(r, s)$ ,  $\mu_{rs}$ , de una variable  $(X, Y)$  como  $\mu_{rs} = E((X - \mu_X)^r (Y - \mu_Y)^s)$

Si  $(X, Y)$  es discreta:

$$\alpha_{rs} = \sum_i \sum_j x_i^r y_j^s p(x_i, y_j)$$

$$\mu_{rs} = \sum_i \sum_j (x_i - \mu_X)^r (y_j - \mu_Y)^s p(x_i, y_j)$$

Si  $(X, Y)$  es continua:

$$\alpha_{rs} = \int_{-\infty}^{+\infty} \int_{-\infty}^{+\infty} x^r y^s f(x, y) dx dy$$

$$\mu_{rs} = \int_{-\infty}^{+\infty} \int_{-\infty}^{+\infty} (x - \mu_X)^r (y - \mu_Y)^s f(x, y) dx dy$$

### Variable aleatoria k-dimensional

Una variable aleatoria k-dimensional es una función que asocia cada suceso elemental con una k-upla,  $(X_1(w), X_2(w), \dots, X_k(w))$ , de números reales, donde cada una de las componentes  $X_i$ ,  $i=1, 2, \dots, k$ , es una variable aleatoria unidimensional.

Vector de medias:

$$(E(X_1), E(X_2), \dots, E(X_k)) = (\mu_1, \mu_2, \dots, \mu_k)$$

Covarianza entre  $X_i$  y  $X_j$ :

$$\sigma_{ij} = E((X_i - \mu_i)(X_j - \mu_j))$$

Matriz de varianzas-covarianzas:

$$\Sigma = \begin{pmatrix} \sigma_1^2 & \sigma_{12} & \cdots & \sigma_{1k} \\ \sigma_{21} & \sigma_2^2 & \cdots & \sigma_{2k} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ \sigma_{k1} & \sigma_{k2} & \cdots & \sigma_k^2 \end{pmatrix}$$

**Varianza generalizada** es el determinante de  $\Sigma$

**El coeficiente de correlación lineal** entre las componentes  $X_i$  y  $X_j$  es:

$$\rho_{ij} = \frac{\sigma_{ij}}{\sigma_i \sigma_j}$$

La matriz de correlaciones:

$$\Gamma = \begin{pmatrix} 1 & \rho_{12} & \cdots & \rho_{1n} \\ \rho_{21} & 1 & \cdots & \rho_{2n} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ \rho_{n1} & \rho_{n2} & \cdots & 1 \end{pmatrix}$$

### Distribución normal multidimensional

Un vector aleatorio  $X = (X_1, X_2, \dots, X_k)$  tiene distribución normal k-dimensional de parámetros  $\mu, \Sigma$ , denotada por  $Nk(\mu, \Sigma)$ , si su función de densidad es:

$$f(x) = \frac{1}{|\Sigma|^{1/2} (2\pi)^{k/2}} \exp\left(-\frac{1}{2}(x-\mu)\Sigma^{-1}(x-\mu)'\right), \quad x \in \mathbf{R}^k$$

Siendo  $\mu = (\mu_1, \mu_2, \dots, \mu_k)$  su vector de medias, y su matriz de varianzas-covarianzas:

$$\Sigma = \begin{pmatrix} \sigma_{11} & \sigma_{12} & \cdots & \sigma_{1k} \\ \sigma_{21} & \sigma_{22} & \cdots & \sigma_{2k} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ \sigma_{k1} & \sigma_{k2} & \cdots & \sigma_{kk} \end{pmatrix}$$

Si  $X$  es un vector aleatorio normal k-dimensional, las distribuciones marginales y condicionadas son normales. En general, la distribución conjunta de cualquier subconjunto de componentes de  $X$  es normal.

Si  $X$  es un vector aleatorio normal multidimensional, sus componentes son independientes si y sólo si son incorreladas.

### La distribución normal bidimensional

Para  $k=2$  se obtiene la distribución normal bidimensional. Supuesto que  $X = (X_1, X_2)$  es un vector aleatorio normal bidimensional de medias  $\mu = (\mu_1, \mu_2)$  y matriz de varianzas-covarianzas:

$$\Sigma = \begin{pmatrix} \sigma_1^2 & \sigma_{12} \\ \sigma_{12} & \sigma_2^2 \end{pmatrix}$$

Su función de densidad,  $f(x) = f((x_1, x_2))$  es:

$$\frac{1}{2\pi\sigma_1\sigma_2\sqrt{1-\rho^2}} \exp\left(-\frac{z_1^2 - 2\rho z_1 z_2 + z_2^2}{2(1-\rho^2)}\right), \quad x \in R^2$$

Donde:

$$\rho = \frac{\sigma_{12}}{\sigma_1\sigma_2}$$

Es el coeficiente de correlación entre  $X_1$  y  $X_2$

$$z_1 = \frac{x_1 - \mu_1}{\sigma_1} \quad \text{y} \quad z_2 = \frac{x_2 - \mu_2}{\sigma_2}$$

#### 6.4.6.- Funciones características.

##### Función generatriz de probabilidad

Sea  $X$  una variable aleatoria discreta, tal que  $P(X = k) = p_k$

$k=0, 1, 2, \dots$ , la función:

$$P(s) = E(s^X) = \sum_{k=0}^{\infty} p_k s^k$$

La cual converge casi seguro para  $|s| \leq 1$  se llama la **función generatriz de probabilidad**

##### Función generatriz de momentos

Sea  $X$  una variable aleatoria definida en  $(\Omega, A, P)$ . La función:

$$M(s) = E(e^{sX})$$

Se llama la **función generatriz de momentos** de la variable aleatoria  $X$  si la esperanza anterior existe en algún intervalo del origen.

##### Función característica

Sea  $X$  una variable aleatoria definida en  $(\Omega, A, P)$ . La función:

$$\alpha(s) = E(e^{isX})$$

Se llama la **función característica** de la variable aleatoria  $X$ , donde  $i = \sqrt{-1}$

Propiedades:

$$\alpha(0) = 1$$

$$|\alpha(s)| \leq 1$$

$$\alpha(-s) = \overline{\alpha(s)}$$

$$\text{Si } Y=aX+b, \text{ entonces } \alpha_Y = e^{isb} \cdot \alpha_X(as)$$

$$\text{Si } X \text{ e } Y \text{ son v.a. independientes, entonces } \alpha_{X+Y}(s) = \alpha_X(s) \cdot \alpha_Y(s)$$

#### 6.4.7.- Teorema Central del Límite

Sean  $X_1, X_2, \dots, X_n$  variables aleatorias independientes e idénticamente distribuidas con media  $\mu$  y desviación típica  $\sigma$  Para  $n$  grande,  $S_n = X_1 + X_2 + \dots + X_n$  tiene distribución aproximadamente  $N(n\mu, \sigma n^{1/2})$

Equivalentemente, para  $n$  grande, la distribución de  $\frac{S_n - n\mu}{\sigma\sqrt{n}}$

Se puede aproximar por la distribución  $N(0, 1)$ .

Si  $X \in B(n, p)$  entonces  $X = \sum_{i=1}^n X_i$ , donde cada  $X_i \in B(1, p)$ . Por tanto, el TCL se puede aproximar por  $N(np, (npq)^{1/2})$ . En la práctica, consideraremos que dicha aproximación es válida si  $n > 30$  y  $0,1 < p < 0,9$ .

Teniendo en cuenta la reproductividad de la Poisson, el TCL permite aproximar la  $P(\lambda)$  mediante la distribución  $N(\lambda, \lambda^{1/2})$ , para valores grandes de  $\lambda$ . En la práctica, convendremos en utilizar dicha aproximación si  $\lambda > 5$ .

La propiedad de reproductividad de la gamma, conjuntamente con el TCL, permite aproximar, para  $p$  grande, la  $\Gamma(\lambda, p)$  mediante una  $N(p/\lambda, p^{1/2}/\lambda)$ . En este caso la aproximación es muy lenta, por lo que, en la práctica, no se recomienda utilizarla para  $p < 100$ .

Con el fin de mejorar la calidad de las aproximaciones obtenidas al aproximar una distribución discreta mediante una distribución continua, se recomienda utilizar lo que se conoce como **corrección por continuidad**.

Así, si se trata de aproximar una distribución discreta, que toma sólo valores enteros, por una continua, cometeremos un menor error en la aproximación si al calcular la  $P(a \leq X \leq b)$ , con  $X$  distribución discreta y  $a, b$  dos valores enteros de la variable, la aproximamos por la  $P(a - 0,5 \leq X \leq b + 0,5)$ , con  $X$  distribución continua.

#### 6.4.8.- Inferencia Estadística.

La Inferencia Estadística es aquella rama de la Estadística mediante la cual se trata de sacar conclusiones de una población en estudio a partir de la información que proporciona una muestra representativa de la misma, apoyándose en el Cálculo de Probabilidades.

Técnicas de Inferencia Estadística

Estimación puntual

Intervalos de confianza

Contrastes de hipótesis

Los procedimientos de Inferencia Estadística se pueden clasificar en función del objeto de estudio en:

- Procedimientos de inferencia paramétrica
- Procedimientos de inferencia no paramétrica.

Si nos fijamos en el tipo de información que utilizan, se obtienen dos tipos de enfoque:

- El enfoque clásico,
- El enfoque bayesiano.

**La Inferencia Paramétrica** supone que la distribución de probabilidad de la población es conocida salvo los valores que toman ciertos coeficientes (parámetros). El objetivo es estimar, dar intervalos de confianza o contrastar hipótesis sobre dichos parámetros ( $\mu$ = media en la población,  $\sigma^2$  = varianza de la población, P = proporción de cierta característica en la población).

**La Inferencia no Paramétrica** trata problemas similares cuando se tiene una distribución poblacional totalmente desconocida, sobre la cual sólo se realizan suposiciones muy generales (es simétrica, continua, etc.)

**La Inferencia clásica** trata los parámetros poblacionales desconocidos como valores fijos o constantes, y la única información existente respecto a ellos es la contenida en la muestra.

**La Inferencia bayesiana** considera que los parámetros desconocidos son variables aleatorias, y permite introducir información a priori sobre ellos a través de una distribución inicial, llamada distribución a priori, que representa la información disponible antes de observar la muestra. El objetivo es encontrar la distribución a posteriori, que representa la incertidumbre después de observar la muestra.

Un **método de muestreo** no es más que el procedimiento empleado para la obtención de la muestra, y la teoría que estudia los métodos adecuados a cada modelo es la teoría del muestreo o técnicas de muestreo.

En el muestreo probabilístico se distinguen dos modalidades, dependiendo del procedimiento aleatorio de extracción utilizado:

**Muestreo con reemplazamiento.**

**Muestreo sin reemplazamiento.**

**El muestreo aleatorio simple (M.A.S)**, es aquel en el que todos los individuos de la población tienen la misma probabilidad de ser elegidos. Como consecuencia, los individuos elegidos en observaciones anteriores a una dada han de ser reinsertados en la población, pudiendo aparecer nuevamente (muestreo con reemplazamiento). Es decir, las variables aleatorias que conforman la muestra pueden suponerse independientes e idénticamente distribuidas.

**El muestreo estratificado** está indicado para aquellos casos en los que tenemos información sobre las unidades objeto de estudio, de tal forma, que podemos dividir la población en estratos o grupos de individuos entre los cuales existen importantes diferencias.

**El muestreo por conglomerados** supone que la población puede dividirse en conglomerados o grupos que son homogéneos entre sí. Así, en lugar de elegir una muestra en cada conglomerado, se eligen aleatoriamente algunos conglomerados y se toman censos o muestras en ellos.

En los **muestreos no aleatorios** las propiedades de aleatoriedad deseables para cualquier muestra se sacrifican con el fin de ganar rapidez o de ahorrar coste (la incertidumbre de los resultados nunca se podrá medir con el mismo rigor que en el caso de muestras aleatorias).

#### 6.4.9.- Estimación puntual.

**Un estadístico T** ( $X_1; X_2; \dots; X_n$ ) es cualquier función de la muestra  $X_1; X_2; \dots; X_n$ , por tanto es también una variable aleatoria.

Un estadístico T, como variable aleatoria que es, tiene una distribución de probabilidad llamada distribución en el muestreo de T.

Por lo general, esta distribución es difícil de calcular y permite juzgar las cualidades del estadístico, comparar sus ventajas e inconvenientes frente a otros estimadores y evaluar los resultados que proporciona.

El objetivo de la estimación puntual es emplear una muestra para calcular un número (o números) que represente el verdadero valor del parámetro ( $\theta$ ) a estudiar.

Un **estimador** ( $\hat{\theta}$ ) es un estadístico independiente del parámetro ( $\theta$ ), es función únicamente de la muestra.

Se llama estimación al valor del estimador en una muestra particular.

Se define el **error cuadrático medio** de un estimador ( $\hat{\theta}$ ) del parámetro  $\theta$  como el número

$$ECM(\hat{\theta}) = E\left[(\hat{\theta} - \theta)^2\right] = \left[\text{Sesgo}(\hat{\theta})\right]^2 + \text{Var}(\hat{\theta})$$



Se denomina precisión o eficiencia del estimador  $\hat{\theta}$  como estimador de  $\theta$  al inverso del su error cuadrático medio:

$$Efic(\hat{\theta}) = \frac{1}{ECM(\hat{\theta})}$$

**Estimador de la media**

Sea  $X_1, \dots, X_n$  una m.a.s. de una variable aleatoria  $X$  con media  $E(X) = \mu$  y varianza  $Var(X) = \sigma^2$ . Entonces el estimador de la media  $\mu$ , es la media muestral que viene dado por:

$$\bar{X} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n X_i$$

Sea  $X_1, \dots, X_n$  una m.a. de una variable aleatoria  $X \rightarrow N(\mu; \sigma)$ , entonces

$$\bar{X} \approx N\left(\mu, \frac{\sigma}{\sqrt{n}}\right)$$

**Estimador de la varianza**

Sea  $X_1, \dots, X_n$  una m.a. de una variable aleatoria  $X$  con media  $E(X) = \mu$  y varianza  $Var(X) = \sigma^2$ . El estimador más intuitivo de la varianza poblacional  $\sigma^2$  es la varianza muestral

$$S^2 = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^2$$

**Cuasivarianza**

Con el objetivo de corregir el sesgo de la varianza muestral, se define la varianza muestral corregida o cuasivarianza como:

$$\hat{S}^2 = \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^2 = \frac{n}{n-1} S^2$$

Es un estimador insesgado de  $\sigma^2$

$$E(\hat{S}^2) = E\left(\frac{n}{n-1} S^2\right) = \frac{n}{n-1} E(S^2) = \frac{n}{n-1} \left(\frac{n-1}{n} \sigma^2\right) = \sigma^2$$

Es un estimador consistente

Si  $X \in N(\mu, \sigma)$ , las variables  $\bar{X}$  y  $\hat{S}^2$  son independientes y  $\frac{(n-1)\hat{S}^2}{\sigma^2} \in \chi_{n-1}^2$

Pudiéndose calcular la media y la varianza de  $S^2$  a partir de las propiedades de esta distribución.

**Estimador de una proporción**

Un estimador razonable de  $p$  es la proporción de elementos de la muestra que tiene dicha característica, es decir

$$\hat{p} = \frac{X_1 + \dots + X_n}{n}$$

Es un estimador insesgado de  $p$ :

$$E(\hat{p}) = E\left(\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n X_i\right) = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n E(X_i) = \frac{1}{n} np = p$$

Es un estimador consistente.

$$Var(\hat{p}) = Var\left(\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n X_i\right) = \frac{1}{n^2} \sum_{i=1}^n p(1-p) = \frac{p(1-p)}{n}$$

La distribución de  $\hat{p}$ , depende de la distribución de la población  $X$ , pero cuando  $n$  es grande:

$$\hat{p} \xrightarrow{n \rightarrow +\infty} N\left(p, \sqrt{\frac{p(1-p)}{n}}\right)$$

### Procedimientos para la construcción de estimadores puntuales

Las técnicas más utilizadas para la construcción de estimadores puntuales son:

**Método de los momentos:** La idea básica de este método es igualar ciertas características muestrales, por ejemplo la media ( $\mu$ ) a los correspondientes valores poblacionales ( $E(X) = \mu$ ). Después al despejar de estas ecuaciones los valores del parámetro desconocido, se obtienen los estimadores.

**Método de máxima verosimilitud:** Consiste en elegir los valores de los parámetros ( $\theta$ ) que hacen que la muestra observada sea la más verosímil.

#### 6.4.10.- Estimación por intervalos.

La idea de Intervalo de Confianza, es proponer un rango de valores entre los que posiblemente se encuentre el verdadero valor del parámetro  $\theta$ .

Definición

Dada una muestra aleatoria  $X_1, \dots, X_n$ , se denomina Intervalo de Confianza para el parámetro  $\theta$  con nivel  $1-\alpha$ , a un intervalo aleatorio  $(\hat{\theta}_1, \hat{\theta}_2)$ -cuyos límites dependen de la muestra- de manera que:

$$P(\hat{\theta}_1(X_1, \dots, X_n) \leq \theta \leq \hat{\theta}_2(X_1, \dots, X_n)) = 1 - \alpha$$

Para cada  $\theta \in \Theta$

**Método pivotal para la construcción de IC:**

0. Fijamos el nivel de confianza,  $1-\alpha$  ( $0 < \alpha < 1$ )
1. Elección del estadístico pivotal. Se elige un estadístico que dependa sólo del parámetro  $\theta$  que se desea estimar y cuya distribución sea conocida y no dependa de  $\theta$  (desconocido).
2. Planteamiento del enunciado probabilístico. Se plantea el enunciado probabilístico teniendo en cuenta la distribución de probabilidad del estadístico elegido en la etapa 1 y el valor  $1-\alpha$  fijado para el nivel de confianza en la etapa 0. Es decir, se determinan las constantes a y b tales que

$$P(a < T(X_1, \dots, X_n, \theta) < b) = 1 - \alpha$$

3. Transformación del enunciado probabilístico. Si es posible despejar  $\theta$  de la expresión anterior, obtenemos dos variables aleatorias

$$T_1^{-1}(X_1, \dots, X_n) \text{ y } T_2^{-1}(X_1, \dots, X_n)$$

$$P(T_1^{-1}(X_1, \dots, X_n) < \theta < T_2^{-1}(X_1, \dots, X_n)) = 1 - \alpha$$

4. Con lo cual

$$(T_1^{-1}(X_1, \dots, X_n), T_2^{-1}(X_1, \dots, X_n))$$

Es el IC para  $\theta$  con nivel de confianza  $1-\alpha$

**6.4.11.- Contrastes de hipótesis.**

En todos los casos la toma de datos precede a alguna afirmación no probada sobre determinados parámetros poblacionales.

La motivación y el objetivo último de la experimentación es avalar o rechazar tales afirmaciones y no la estimación de los valores reales.

Este es el planteamiento general de los contrastes de hipótesis: se formula una hipótesis, se experimenta (la propia hipótesis sugiere cómo diseñar el muestreo), se juzga si los resultados del experimento apoyan estadísticamente la hipótesis de partida.

Esta decisión se realiza en términos probabilísticos: Si los resultados obtenidos son admisibles (ocurren con alta probabilidad) cuando la hipótesis de partida es cierta, entonces la **ACEPTAMOS** la hipótesis inicial. En otro caso, la alta discrepancia (en términos de escasa probabilidad) entre lo observado y lo supuesto lleva al **RECHAZO** de la hipótesis inicial.

Se denomina **hipótesis estadística**, a cualquier conjetura sobre una o varias características de interés de un modelo de probabilidad.

Una **hipótesis paramétrica** es una afirmación sobre los valores de parámetros poblacionales desconocidos.

Una hipótesis paramétrica se dice **simple** si especifica un único valor para cada parámetro poblacional desconocido ( $\sigma = 150, \mu_X = \mu_Y, \dots$ ).

Una hipótesis paramétrica se dice **compuesta** si asigna un conjunto de valores posibles a parámetros poblacionales desconocidos ( $2 < \mu < 5$ ,  $\sigma^2 > 1$ ,  $\mu_x > \mu_y$ ,  $p_x > p_y$ , . . .).

Se denomina **hipótesis nula**, que habitualmente se denota por  $H_0$ , a la hipótesis que se contrasta.

La hipótesis nula debe ser la hipótesis que se asume como correcta y que no necesita ser probada.

La aceptación de  $H_0$  no implica que ésta sea correcta o que haya sido probada, sino que los datos no han proporcionado evidencia suficiente como para refutarla.

Si se quiere respaldar con contundencia un determinado argumento es debido a que éste no puede ser asumido gratuitamente y, por tanto, sólo podrá ser defendido a través del rechazo del argumento contrario (el establecido en  $H_0$ ).

Rechazar la hipótesis nula implica asumir como correcta una hipótesis complementaria **hipótesis alternativa**, que suele denotarse por  $H_1$  y representa cualquier forma de negación de la hipótesis nula.

Cualquier función de los datos muestrales y del valor del parámetro especificado por la hipótesis nula, con distribución conocida cuando  $H_0$  es cierta, se denomina **estadístico de contraste o medida de discrepancia**.

Si  $H_0$  es cierta, se conoce la probabilidad de superar el valor que el estadístico de contraste haya tomado para una muestra concreta.

Si esta probabilidad es "grande", no hay razones para sospechar que la hipótesis nula sea falsa. Si, en cambio, es "pequeña", sólo puede ser atribuido a dos posibles causas:

- La aleatoriedad de la muestra, MALA SUERTE
- La distribución teórica supuesta para el estadístico de contraste es errónea. La hipótesis nula es falsa. SE RECHAZA  $H_0$ .

### Tipos de error

La decisión que se tome en favor de una u otra hipótesis está basada en la discrepancia observada entre la hipótesis nula y la información suministrada por una única muestra de tamaño  $n$ , esta decisión conlleva un margen de error.

La decisión de rechazar la hipótesis nula cuando es cierta se denomina **error de tipo I**.

La decisión de no rechazar la hipótesis nula cuando es falsa se denomina **error de tipo II**.

	Situación real:	
	$H_0$ es cierta	$H_0$ es falsa
No se rechaza $H_0$	DECI SIÓN CORRECTA	ERROR DE TIPO II
Se rechaza $H_0$	ERROR DE TIPO I	DECI SIÓN CORRECTA

## Criterios de decisión

Criterio 1: Acotar la probabilidad de error de tipo I

Este enfoque se utiliza cuando el experimentador otorga todo su crédito inicial a la hipótesis nula y sólo está dispuesto a rechazarla si la evidencia en su contra es muy importante, preocupándose en menor medida de aceptarla erróneamente o, equivalentemente, de incurrir en un error de tipo II.

El planteamiento es similar al de un proceso judicial en el que se ha de decidir entre la inocencia (hipótesis nula) o la culpabilidad del reo (hipótesis alternativa).

Sólo se rechaza la inocencia del acusado si la evidencia de las pruebas acerca de su culpabilidad va más allá de cualquier duda razonable.

Se impone el criterio judicial de considerar más grave declarar culpable a una persona inocente (error de tipo I) que emitir un veredicto de inocencia siendo culpable (error de tipo II).

Con este criterio y dado que el estadístico de contraste tiene distribución conocida cuando  $H_0$  es cierto (único supuesto donde es factible incurrir en un error de tipo I), basta con fijar de antemano la probabilidad de cometer un error de tipo I.

Se llama **nivel de significación** de un contraste, se denota por  $\alpha$ , a la probabilidad de cometer un error de tipo I.

**$\alpha = P(\text{"rechazar } H_0" / "H_0 \text{ es cierta"})$**

El nivel de significación lo elige el experimentador y puede tomarlo tan pequeño como desee. Lo habitual es tomar una de los siguientes valores: 0,10, 0,05 o 0,01.

La selección de un nivel de significación  $\alpha$  lleva a dividir en dos regiones el conjunto de posibles valores del estadístico de contraste:

Una de probabilidad  $\alpha$  (bajo  $H_0$ ) que se denomina **región de rechazo o región crítica**

Otra de probabilidad  $1 - \alpha$  que se denomina **región de aceptación**.

Si el estadístico de contraste toma un valor perteneciente a la región de aceptación, entonces no existen razones suficientes para rechazar la hipótesis nula con un nivel de significación  $\alpha$  y el contraste se dice **estadísticamente no significativo**.

Si el valor del estadístico cae en la región de rechazo, entonces asumimos que los datos no son compatibles con la hipótesis nula y la rechazamos a un nivel de significación  $\alpha$ . El contraste es **estadísticamente significativo**.

Un contraste de hipótesis cuya región de rechazo esté formada por las dos colas de la distribución del estadístico de contraste bajo  $H_0$  se dice **bilateral o de dos colas**.

Un contraste de hipótesis cuya región de rechazo sea una cola de la distribución del estadístico de contraste bajo  $H_0$  se dice **unilateral o de una cola**.

La decisión tomada sobre un contraste debe realizarse fijado el nivel de significación  $\alpha$ .

De hecho cualquier contraste puede ser significativo (no significativo) con tal de elegir un nivel de significación suficientemente grande (pequeño).

**Probabilidad de error de tipo II**

Si  $\beta$  denota la probabilidad de error de tipo II, entonces:

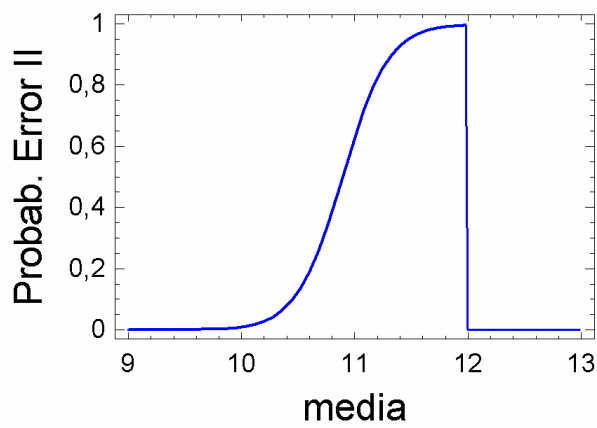
$$\beta = P(\text{"no rechazar } H_0 \text{"} / \text{"}H_1 \text{ es cierta"})$$

y dado que  $H_1$  es, por norma general, una hipótesis compuesta,  $\beta$  será función de  $\theta$ , con  $\theta \in H_1$ .

**Si se contrasta  $H_0: \mu \geq 12$ ;  $H_1: \mu < 12$ ,**

La probabilidad del error de tipo II se representa en la siguiente figura:

Figura 6.12  
 $\beta = P(\text{"no rechazar } H_0 \text{"} / \text{"}H_1 \text{ es cierta"})$



Si la hipótesis nula es falsa, la probabilidad de aceptarla es tanto más pequeña cuanto más diste de ella el verdadero valor de la alternativa. Es decir, fijado el nivel de significación, la probabilidad de error de tipo II disminuye con la distancia entre  $H_0$  y  $H_1$ .

La probabilidad de incurrir en un error de tipo II disminuye (aumenta) si se aumenta (disminuye) la probabilidad de cometer un error de tipo I.

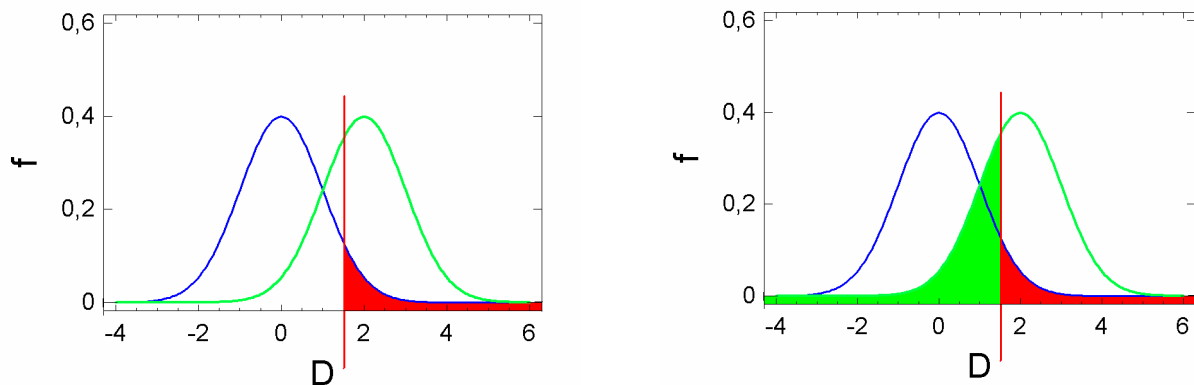


Figura 6.13

Tan sólo es posible disminuir simultáneamente las probabilidades de ambos errores aumentando el tamaño muestral (disminuyendo la varianza).

### Etapas en la resolución de un contraste

**Paso 1:** Especificar las hipótesis nula ( $H_0$ ) y alternativa ( $H_1$ ).

**Paso 2:** Elegir un estadístico de contraste apropiado  $D$ .

**Paso 3:** Fijar el nivel de significación  $\alpha$  según cómo de importante se considere una decisión errónea en favor de la hipótesis alternativa.

**Paso 4:** Prefijado  $\alpha$  y elegido  $D$ , proceder a construir las regiones de rechazo y de aceptación de  $H_0$ , según se trate de un contraste uni o bilateral.

**Paso 5:** Determinar cuál es el primer valor de la hipótesis alternativa ( $\theta_1$ ) que, de ser correcto, deseamos detectar con el contraste. Simultáneamente, especificar el tamaño del error de tipo II ( $\beta(\theta_1)$ ) que estamos dispuestos a asumir.

**Paso 6:** A partir de las probabilidades  $\alpha$  y  $\beta$  calcular el **tamaño muestral  $n$**  adecuado para garantizar ambas probabilidades de error.

**Paso 7:** Tomar la muestra  $x_1; x_2; \dots; x_n$  y evaluar el estadístico de contraste  $D$  para obtener el valor de  $d^{\wedge} = D(x_1; x_2; \dots; x_n)$ .

**Paso 8:** Concluir si el test es estadísticamente **significativo o no** al nivel de significación  $\alpha$  según qué el valor del estadístico esté en la región de rechazo o en la región de aceptación, respectivamente.

El concepto de nivel crítico proporciona una filosofía alternativa para la resolución de un contraste de hipótesis.

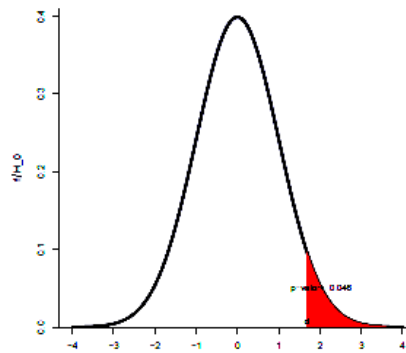
Considérese un estadístico de contraste  $D$  y sea  $d^{\wedge}$  el valor observado para una muestra determinada  $x_1; x_2; \dots; x_n$ , es decir,  $d^{\wedge} = D(x_1; x_2; \dots; x_n)$ .

Se denomina nivel crítico **p-valor** a la probabilidad de obtener una discrepancia mayor o igual que  $d^{\wedge}$  cuando  $H_0$  es cierta.

En la definición anterior, la expresión "mayor o igual" se refiere al distanciamiento de  $H_0$  en la dirección de  $H_1$ .

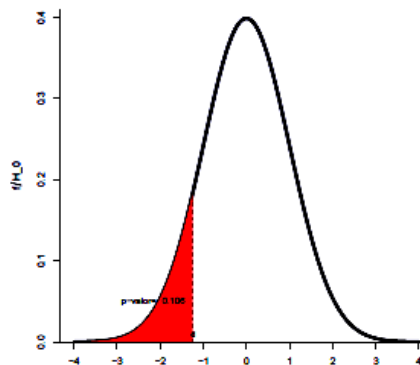
- Si el contraste es  $H_0 : \theta = \theta_0, H_1 : \theta > \theta_0$  (unilateral a la derecha).
- El nivel crítico del contraste viene dado por  $p = P(D \geq \hat{d} / H_0)$ .

Figura 6.14



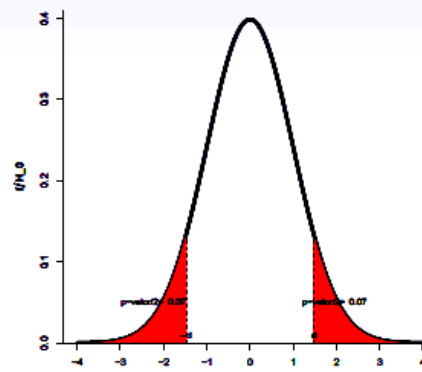
- Si el contraste es  $H_0 : \theta = \theta_0, H_1 : \theta < \theta_0$  (unilateral a la izda).  
 El nivel crítico del contraste viene dado por  $p = P(D \leq \hat{d} / H_0)$ .

Figura 6.15



- Si el contraste es  $H_0 : \theta = \theta_0, H_1 : \theta \neq \theta_0$  (bilateral).  
 El nivel crítico del contraste viene dado por  $p = P(|D| \geq \hat{d} / H_0)$ .

Figura 6.16



Cuanto menor sea  $p$ , mayor será el grado de incompatibilidad de la muestra con la hipótesis nula.

El cálculo del nivel crítico o  $p$ -valor no proporciona de modo sistemático una decisión entre  $H_0$  y  $H_1$ . Con carácter general y a modo orientativo, un  $p$ -valor inferior a 0,01 sugiere el rechazo de  $H_0$ , un  $p$ -valor superior a 0,1 indica su aceptación y, finalmente, un  $p$ -valor comprendido entre 0,01 y 0,1 no suele considerarse determinante.



#### 6.4.12.- Diagnósis y crítica del modelo.

En el contexto de la inferencia paramétrica clásica existen tres hipótesis cruciales para llevar a cabo las técnicas y los análisis disponibles:

Hipótesis básicas

**Normalidad:** ¿Siguen los datos una distribución normal?

**Homogeneidad:** ¿Proceden todos los datos de la misma distribución de probabilidad?

**Independencia:** ¿Son las observaciones independientes o se observa alguna estructura de dependencia (correlación) entre las mismas?

La inferencia no paramétrica presenta dos objetivos bien diferenciados:

Construir procedimientos estadísticos que permitan concluir sobre el grado de cumplimiento de las tres hipótesis estructurales.

Elaborar procedimientos alternativos que puedan usarse cuando dichas hipótesis fallan.

A caballo entre ambos enfoques se hallan los **contrastes de localización**.

Estos contrastes pretenden detectar si la información proporcionada por la muestra va en contra (o por el contrario corrobora) que la mediana poblacional (u otro parámetro de localización) tome un valor determinado.

Uno de los problemas más importantes con los que se enfrenta la inferencia no paramétrica es el siguiente: dado un conjunto de datos, ¿qué información proporciona sobre la validez de un modelo para la distribución poblacional de la cual dicha muestra proviene?

Una primera aproximación visual para analizar la adecuación de una muestra a una distribución de probabilidad especificada consiste en la representación gráfica de estimadores no paramétricos de curvas que caracterizan dicha distribución (función de densidad o distribución) conjuntamente con el correspondiente al modelo de probabilidad especificado.

## 6.5.- Verificación probabilística explícita de la seguridad estructural.

### 6.5.1.- Introducción.

El problema básico de la seguridad en estructuras, considera sólo un efecto de la carga  $S$  que debe ser soportado por una resistencia  $R$ . Los valores de  $R$  y  $S$  pueden ser tomados como variables estocásticas, con una función de densidad de probabilidad (f.d.p.), que en principio supondremos conocida  $f_R()$ ,  $f_S()$ . Por supuesto, ambas  $R$  y  $S$  deben estar expresadas en las mismas unidades.

Así la probabilidad de fallo de un elemento sometido a la acción  $S$  y que posee una resistencia  $R$  vendrá dada por:

$$P_f = P(R - S \leq 0)$$

$$P_f = P\left(\frac{R}{S} \leq 1\right)$$

O de modo más general.

$$P_f = P(G(R, S) \leq 0)$$

Donde  $G(-)$  es la llamada, función de estado límite.

Mientras que el valor de la fiabilidad vendrá dado por el complementario a la unidad de la probabilidad de fallo.

De modo general existirá una función de densidad de probabilidad conjunta de ambas variables  $R$  y  $S$ ,  $f_{RS}()$ . De modo que la probabilidad de fallo del elemento en cuestión se puede obtener mediante la expresión:

$$P_f = P(R - S \leq 0) = \iint f_{R,S}(r, s) dr \cdot ds$$

En el caso especial en el que  $R$  y  $S$  sean independientes, la función de densidad,  $f_{RS}()$  se puede obtener como el producto  $f_R() \cdot f_S()$ , (densidades marginales)

$$P_f = P(R - S \leq 0) = \int f_R(r) \cdot f_S(s) \cdot dr \cdot ds$$

Y usando la función de distribución acumulada  $F_R(r)$  o  $F_S(s)$  obtenemos la conocida como *integral de convolución*, llamada así porque los términos en  $R$  o  $S$  pueden ser intercambiados.

$$P_f = P(R - S \leq 0) = \int F_R(x) \cdot f_S(x) \cdot dx$$

Las figuras siguientes muestra una representación gráfica ambas distribuciones R y S y de la integral de convolución.

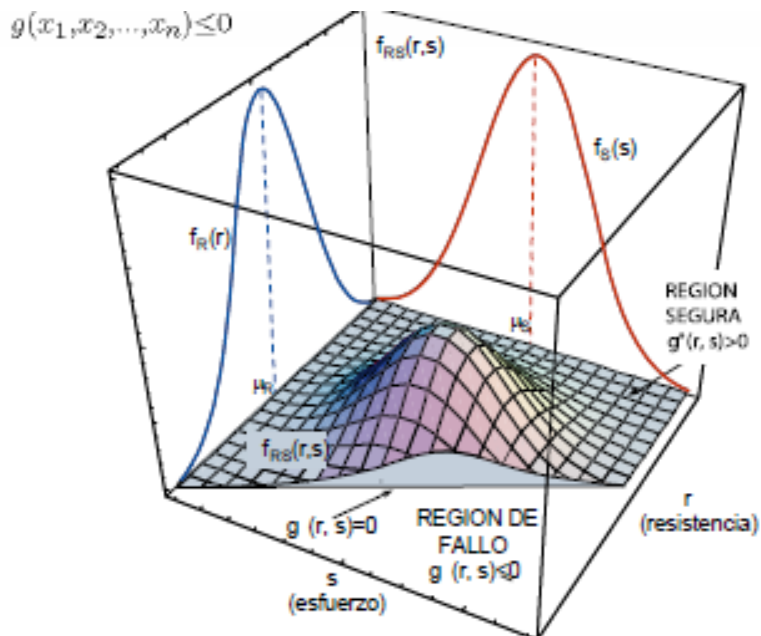
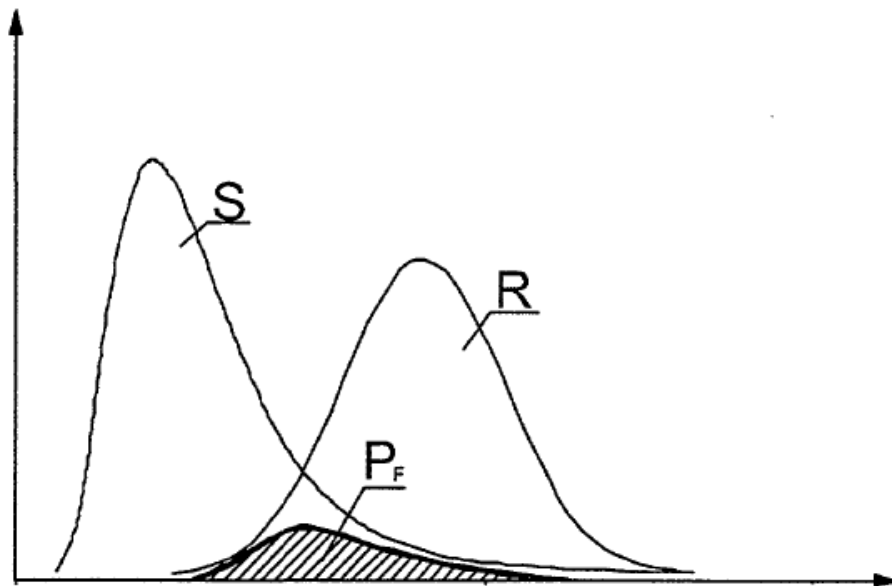


Imagen adoptada de E. Castillo y R. Mínguez

Figura 6.17

En general, no es posible reducir el problema de la fiabilidad estructural a la expresión anterior:

$$P_f = P(G(R, S) \leq 0)$$

que indica que la probabilidad de fallo  $P_f$ , se relaciona con  $R$  (resistencias) y  $S$  (solicitaciones), considerándolas además variables independientes.

En efecto  $R$ , es normalmente, función de las propiedades de los materiales estructurales y de las dimensiones de los elementos estructurales, o de la propia estructura; En cuanto a  $S$ , es función de las acciones, las densidades de los materiales, y eventualmente de las dimensiones estructurales. Hay, también, situaciones en las que no es posible considerar  $R$  y  $S$  como variables independientes, cuando el efecto de determinada acción es favorable oponiéndose al efecto que provoca el fallo, en estas condiciones se hace necesaria la generalización del problema.

### 6.5.2.- Generalización del problema de la fiabilidad estructural.

Sea,  $X$ , un vector aleatorio formado por las variables básicas, o sea, las variables fundamentales que definen o caracterizan el comportamiento de cierto estado estructural.

Si  $g(X)$  define un determinado estado límite.

La expresión:  $Z = g(X_1, X_2, \dots, X_n) = 0$  establece la frontera entre la región segura  $g(X) > 0$  y la no segura  $g(X) < 0$

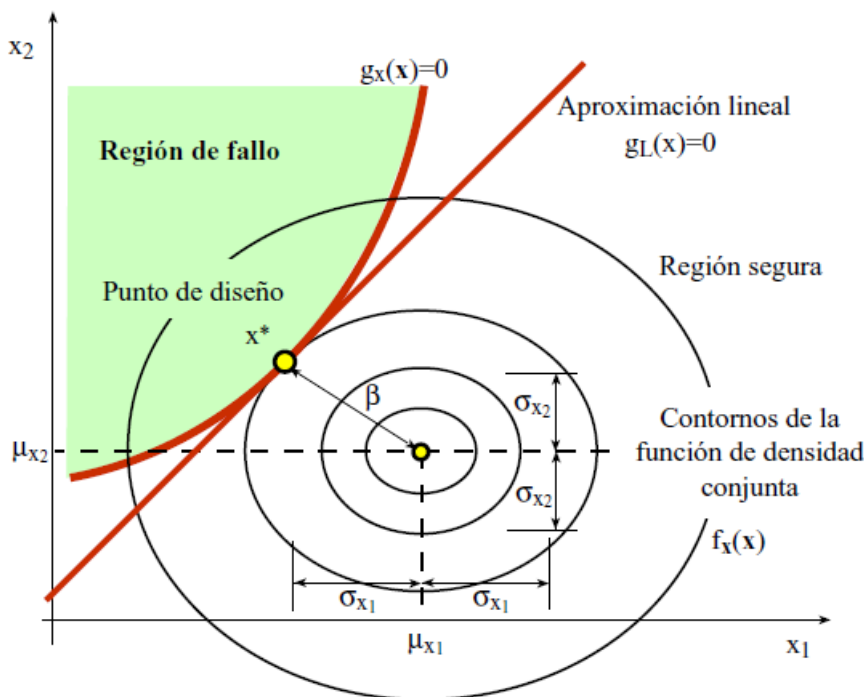


Figura 6.18. Ilustración gráfica de la superficie de estado límite  $g(X) = 0$  y su aproximación lineal para el caso bidimensional. (E. Castillo y R. Mínguez)

Si se admite que las variables aleatorias  $X_i$  son independientes, normalmente distribuidas y que la función de estado límite,  $g(X)$ , es lineal.

La determinación de los primeros momentos estadísticos de  $Z=g(X)$ , o sea la media o esperanza ( $\mu$ ) y la desviación típica ( $\sigma$ ) serían:

$$\mu_Z = \mu_{X1} - \mu_{X2}$$

$$\sigma_Z = \sqrt{\sigma_{X1}^2 + \sigma_{X2}^2}$$

En estas condiciones el índice de fiabilidad  $\beta = \frac{\mu_Z}{\sigma_Z}$

Son frecuentes las situaciones en las que  $Z=g(X)$ , es no lineal y en estos casos no son válidas las propiedades aditivas de la distribución normal, aplicadas anteriormente.

La probabilidad de fallo deberá ser obtenida a través de la integral múltiple sobre las variables básicas.

$$P_f = P[g(X) \leq 0] = \iiint_{g(X) \leq 0} f_X(X) dx$$

donde  $f_X(X)$  es la función de densidad de probabilidad conjunta por el vector de las variables básicas, que si fueran independientes la integral anterior podría simplificarse porque:

$$f_X(X) = \prod_{i=1}^n f_{X_i}(X_i) = f_{X1}(X_1).f_{X2}(X_2). \dots \dots \dots f_{Xn}(X_n)$$

donde  $f_{X_i}(X_i)$ , son las densidades marginales de las variables básicas.

En cualquier caso, la resolución de la integral múltiple anterior, solo es posible para pocos casos y con pocas variables normales e independientes.

Generalmente, se recurre a simplificaciones que se pueden encuadrar en dos metodologías.

Unas, consisten en la transformación de  $f_X(X)$ , en una función de densidad conjunta multinormal y procesos de integración paso a paso para obtener las soluciones aproximadas, son métodos de fiabilidad de segundo momento y de primer y segundo orden, así tenemos:

- FOSM (First Order Second Moment)**
- FORM (First Order Reliability Method)**
- SORM (Second Order Reliability Method)**

Las otras metodologías recurren a las aproximaciones numéricas por medio de simulaciones que permiten obtener la integral múltiple dimensional, son los llamados **Métodos de Monte Carlo**. Con técnicas de simulación puras o técnicas de reducción de varianza (método del hipercubo latino).

### 6.5.3.- Fiabilidad de Segundo Momento.

Con funciones de estados límites,  $Z=R-S$ , y cuando las variables básicas, son distribuciones normales e independientes, la probabilidad de fallo puede expresarse:

$$P_f = \Phi(-\beta)$$

En donde: 
$$\beta = \frac{\mu_Z}{\sigma_Z}$$

$$Z=g(X)=0,$$

$\Phi$  , distribución normal estándar, tipificada o reducida N (0,1)

En general, en estructuras de edificación, las funciones de estados límite no suelen ser lineales, por lo que no es posible la determinación inmediata de los dos primeros momentos estáticos, la **esperanza o media** ( $\mu$ ) y la **desviación típica** ( $\sigma$ ). En esta situación es posible linealizar la función,  $g(X)$ , obteniendo una lineal,  $g_L(X)$ , este procedimiento es definido por el Método de Primer Orden Segundo Momento (**FOSM**).

En el caso que las variables básicas, no tengan distribución normal o no se pueda garantizar la independencia, se puede hacer una linealización de la función de estado límite utilizando el Método de Fiabilidad de Primer Orden (**FORM**).

Aún es posible no recurrir a linealizaciones por hiperplanos y utilizar, con mayor robustez y convergencia, aproximaciones parabólicas, cuadráticas o de orden superior para la función de estado límite. En este caso la metodología es la llamada (**SORM**), Método de Fiabilidad de Segundo Orden.

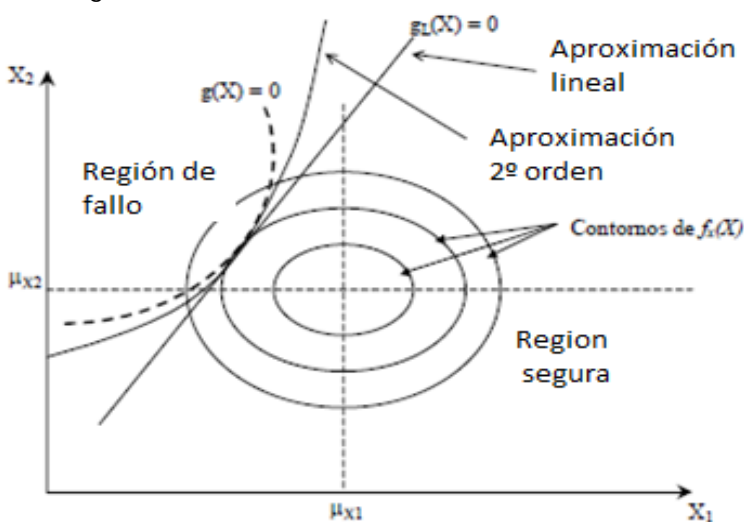


Figura 6.19

Figura adoptada de Henriques, 1998

**6.5.4.- FOSM (Primer Orden Segundo Momento).**

Se considera la función que define el estado límite como, no lineal, con variables aleatorias ( $X_i$ ), con distribuciones normales e independientes.

En este caso, la forma más usual de obtener los dos primeros momentos estadísticos ( $\mu, \sigma$ ), de  $g(X)$ , consiste en ajustar una función aproximada en el punto más representativo del problema en análisis, (punto de diseño o de máxima verosimilitud) ( $X^*$ ).

Esta aproximación se puede efectuar considerando los términos de primer orden del desarrollo de Taylor en el punto de diseño.

$$Z \cong g(X^*) + \frac{\partial g}{\partial X} \Big|_{X^*} (X - X^*)$$

Es común usar como punto representativo de las variables su media o esperanza matemática. Esta aproximación consiste en sustituir la superficie límite real por un hiperplano tangente en el punto de diseño o máxima verosimilitud ( $X^*$ ).

$$Z = g_L(X) \approx a_0 + \sum_{i=1}^n a_i X_i$$

Por las propiedades aditivas de la distribución normal, la media sería:

$$\bar{Z} \approx a_0 + \sum_{i=1}^n a_i \bar{X}_i$$

y la varianza

$$\sigma_Z^2 = \sum_{i=1}^n a_i^2 \sigma_{X_i}^2$$

de esta forma el índice de fiabilidad

$$\beta = \frac{\mu_Z}{\sigma_Z} = \frac{a_0 + \sum_{i=1}^n a_i \bar{X}_i}{\sqrt{\sum_{i=1}^n a_i^2 \sigma_{X_i}^2}}$$

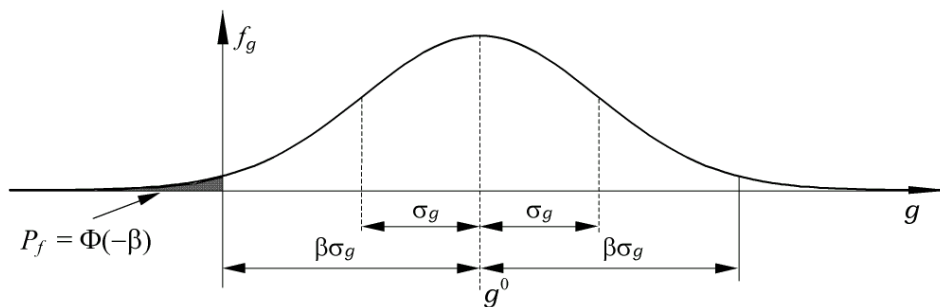


Figura 6.20. Adoptada de Stefan Jendo y Rafal Stocki

El método presenta el inconveniente que el valor de  $\beta$  depende del punto representativo ( $X^*$ ), en el que la aproximación lineal es tangente a la superficie límite no lineal, si el referido punto no fuera referido por los valores medios de las variables ( $X$ ), el hiperplano tangente a la superficie límite sería diferente y por tanto el  $\beta$  sería diferente (índice de fiabilidad de Cornell).

Para contemplar el problema de falta de invarianza de  $\beta$ , es usual recurrir a la transformación de Hasofer-Lind, que presenta una nueva metodología para determinar el índice de fiabilidad, que consiste:

- Transformación de todas las variables básicas aleatorias ( $X_i$ ), en variables normales estándar o reducidas ( $Y_i$ )  $N(0,1)$
- Definición de la superficie límite,  $g(X)$ , en el espacio de variables reducidas,  $g(Y)$ .
- Determinación del punto de dimensionamiento en este espacio, ( $Y^*$ ), es la mínima distancia de la superficie límite,  $g(Y)$ , al origen, o sea, a los valores medios.
- Finalmente, el índice de fiabilidad es la distancia de este punto, ( $Y^*$ ), al origen del espacio de las variables normales reducidas, estandarizadas o tipificadas.

La transformación de todas las variables normales e independientes en variables normales reducidas e independientes se obtienen con:

$$Y_i = \frac{X_i - \mu_{X_i}}{\sigma_{X_i}}$$

En realidad, la transformación consiste en la traslación de los valores medios de ( $X_i$ ) para el origen y en la utilización de desviaciones típicas unidad.

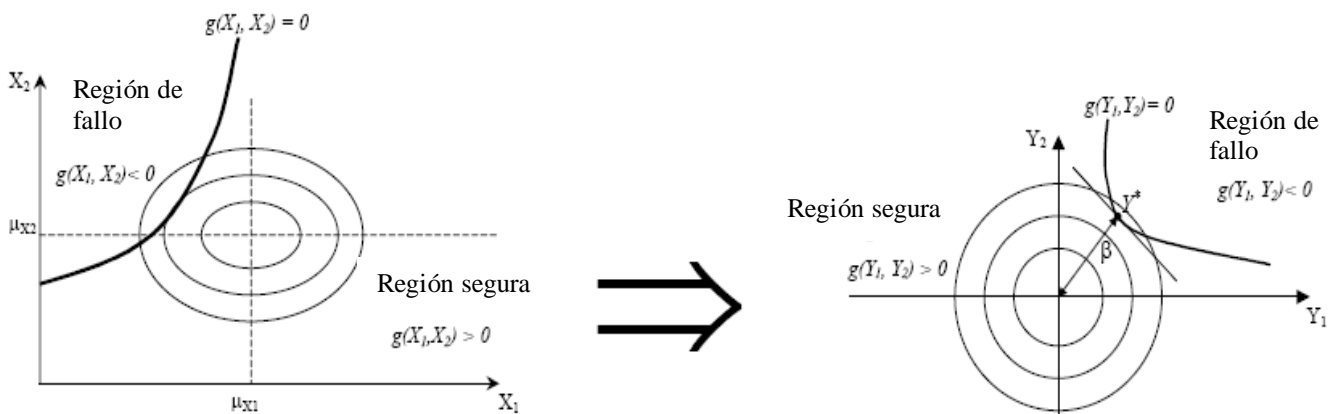


Figura 6.21 Representación gráfica, en el espacio bidimensional de la transformación, adoptado de Mahadevan 1997



Considerando los términos de primer orden del desarrollo de Taylor, en la función  $g(Y)$  en el punto de dimensionamiento,  $(Y^*)$ .

$$g_L(Y) \cong g(Y^*) + \sum_{i=1}^n (Y_i - Y_i^*) \frac{\partial g}{\partial Y_i} = 0 \implies g_L(Y) \cong \sum_{i=1}^n (Y_i - Y_i^*) \frac{\partial g}{\partial Y_i} = 0$$

Ya que el punto,  $(Y^*)$ , se encuentra en la superficie límite  $g(Y^*)=0$

Como  $\mu_{Y_i}=0$  y  $\sigma_{Y_i}=1$ , y considerando las propiedades aditivas de la distribución normal.

$$\mu_{g_L}(Y) = -\sum_{i=1}^n Y_i^* \frac{\partial g}{\partial Y_i} \qquad \sigma_{g_L}^2(Y) = \sum_{i=1}^n \left( \frac{\partial g}{\partial Y_i} \right)^2$$

Por tanto

El índice de fiabilidad de Hasofer-Lind es:

$$\beta = \frac{\mu_{g_L}}{\sigma_{g_L}} = -\frac{\sum_{i=1}^n Y_i^* \frac{\partial g}{\partial Y_i}}{\sqrt{\sum_{i=1}^n \left( \frac{\partial g}{\partial Y_i} \right)^2}}$$

Es posible, aun, recurriendo a la interpretación geométrica del concepto de índice de fiabilidad proceder a un análisis de sensibilidad de la función límite,  $g(Y)$ , en el punto de dimensionado,  $(Y^*)$ , con relación a cada una de las variables aleatorias  $(Y_i)$ .

Para un caso bidimensional. Adoptado de Laranja 2002

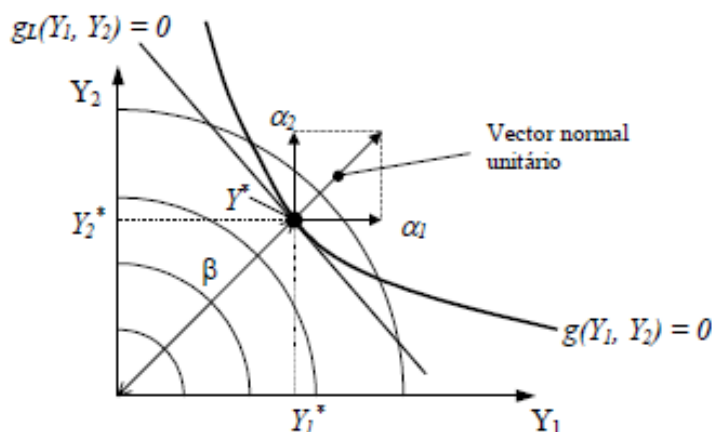


Figura 6.22

Las componentes de un vector normal a un hiperplano  $g(Y)=0$ , serán:

$$C_i = \frac{\partial g}{\partial Y_i}$$

Y su modulo

$$L = \sqrt{\sum_{i=1}^n C_i^2} = \sqrt{\sum_{i=1}^n \left( \frac{\partial g}{\partial Y_i} \right)^2}$$

Por tanto los cósenos directores,  $\alpha_i$ , del vector unitario serán:

$$\alpha_i = \frac{C_i}{L} = \frac{\frac{\partial g}{\partial Y_i}}{\sqrt{\sum_{i=1}^n \left( \frac{\partial g}{\partial Y_i} \right)^2}}$$

De esta forma es posible relacionar el índice de fiabilidad,  $\beta$ , con el punto de dimensionamiento, ( $Y^*$ ).

$$Y^* = -\alpha_i \beta$$

O sea, que si  $\alpha_i \approx 0$ , la función límite casi no está influenciada por la variable  $Y_i$ , si ocurre lo contrario,  $\alpha_i \approx 1$ , ó -1, la variable tiene una influencia grande en la función límite.

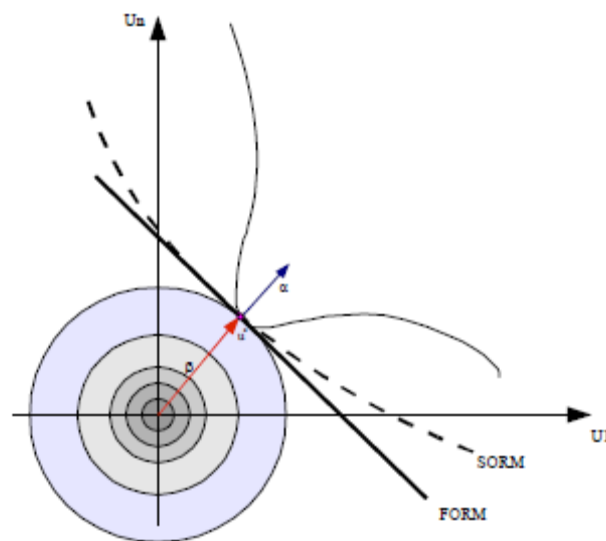


Figura 6.23

Figura con los elementos significativos. Las aproximaciones FORM, SORM, índice de fiabilidad de Hasofer-Lind, punto de dimensionamiento, vector de sensibilidad de las variable, función límite y contornos de densidades de probabilidades de fallo en un espacio bidimensional.

### 6.5.5.- FORM (Método de Fiabilidad de Primer Orden)

Cuando las variables no presentan una distribución normal o no es admisible la consideración de independencia entre ellas, los dos primeros momentos ( $\mu$ ,  $\sigma$ ) no son suficientes y la metodología FOSM se presenta inadecuada.

Bajo estas condiciones se hace más adecuado el desarrollo de las formulaciones FORM.

En el caso que las variables presenten distribuciones distintas de la normal, el procedimiento consiste en transformar cada una de las variables aleatorias no normales en variables normales reducidas, tipificadas o estándar. La forma de la transformación será:

$$\Phi(y_i) = F_{X_i}(x_i) \quad \text{O sea.} \quad y_i = \Phi^{-1}[F_{X_i}(x_i)]$$

Donde:

$F_{X_i}(X_i)$ , es la función de distribución de la variable ( $X_i$ ) y  $\Phi$  la función de distribución de la normal reducida o tipificada.

Esta expresión se aproxima en el punto escogido ( $X_0$ ).

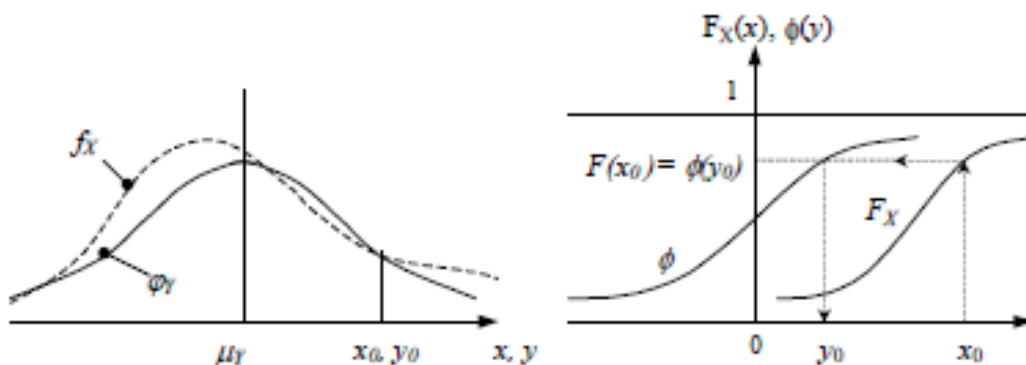


Figura 6.24. Adaptadas de Henriques 1998, y Wang 1992. Representan la transformación de la variable no normal, X, en una normal reducida Y. A la izquierda funciones densidad de probabilidad y a la derecha funciones distribución de probabilidad.

Uno de los posibles métodos para hacer la aproximación es imponer que la distribución no normal y la normal a aproximar tengan la misma esperanza o media ( $\mu$ ), y que conduzca a la misma probabilidad de fallo, según se indica en la figura anterior.

Si ( $X$ ), fuera la variable aleatoria no normal y ( $Z$ ), la normal, tendríamos:

$$\mu_Z = \mu_X = \mu \quad \sigma_Z = \sigma_X \cdot \frac{\Phi^{-1}(p_f) - \mu}{F^{-1}(p_f) - \mu}$$

Por tanto, la variable normal reducida o tipificada se obtendría por la transformación:

$$Y = \frac{Z - \mu_Z}{\sigma_Z}$$

Otro método consiste en utilizar las condiciones del método FOSM y hacer una aproximación en las proximidades del punto de dimensionamiento ( $X^*$ ), siendo en este caso la probabilidad de fallo.

$$p_f = \Phi\left(\frac{X^* - \mu_Z}{\sigma_Z}\right)$$

La determinación de ( $X^*$ ), es iterativa, por lo que el valor de  $P_f$  se actualiza en cada iteración.

En las situaciones en las que exista dependencia entre las variables básicas, es necesario proceder a una transformación, para obtener un conjunto de variables independientes sobre las cuales se podrá, después, aplicar las técnicas antes descriptas.

Una forma de efectuar la referida transformación será:

Supongamos un conjunto de variables aleatorias correlacionadas ( $X$ ), caracterizadas por la matriz de covarianzas ( $C_X$ ).

$$C_X = \begin{bmatrix} V_{X1} & C_{ov}(X_1, X_2) & \dots & C_{ov}(X_1, X_n) \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ C_{ov}(X_n, X_1) & C_{ov}(X_n, X_2) & \dots & V_{Xn} \end{bmatrix}$$

$V_{X_i}$ , varianza de las variables  $X_i$

$C_{ov}(X_i, X_j)$ , Covarianzas de las variables  $X_i, X_j$

En el caso en que las variables fueran independientes, las covarianzas de las variables serían cero.  $C_{ov}(X_i, X_j) = 0$ .

Es posible diagonalizar la matriz, ( $C_X$ ) a través de la siguiente transformación:

$$Y = A^T X$$

Donde ( $A$ ), es la matriz ortogonal con vectores columna iguales a los vectores propios de la matriz de covarianza, ( $C_X$ ). Obteniéndose así, la matriz diagonal de covarianzas, ( $C_Y$ ), del conjunto de variables no correlacionadas, ( $Y$ ), (independientes).

$$C_Y = A^T \cdot C_X \cdot A = \begin{bmatrix} V_{Y1} & \cdot & 0 \\ \cdot & \cdot & \cdot \\ 0 & \cdot & V_{Yn} \end{bmatrix}$$

Los elementos de la diagonal de la matriz anterior, son iguales a los valores propios de la matriz, ( $C_X$ ), de las variables básicas.

Las esperanzas o medias de las variables independientes,  $(Y_i)$ , se pueden obtener:

$$\begin{bmatrix} \mu_{Y1} \\ \cdot \\ \cdot \\ \mu_{Yn} \end{bmatrix} = A^T \begin{bmatrix} \mu_{X1} \\ \cdot \\ \cdot \\ \mu_{Xn} \end{bmatrix}$$

**6.5.6.- SORM (Método de Fiabilidad de Segundo Orden).**

La aproximación de una superficie de estado límite con curvatura significativa a una superficie plana, puede conducir a resultados insatisfactorios. Por otra parte, pudiera suceder que una superficie de estado límite plana en el espacio original, conteniendo variables aleatorias no gaussianas, sea aproximada a una superficie no lineal cuando es transformada para un espacio normal reducido o tipificado.

En estas situaciones, es más adecuado recurrir a aproximaciones no lineales, que permitan, en general, disminuir los errores obtenidos con aproximaciones de 1º orden.

En las aproximaciones de 2º orden, las superficies de estado límite,  $g(X)$ , son utilizados paraboloides o superficies esféricas, en el punto de dimensionado,  $(X^*)$ .

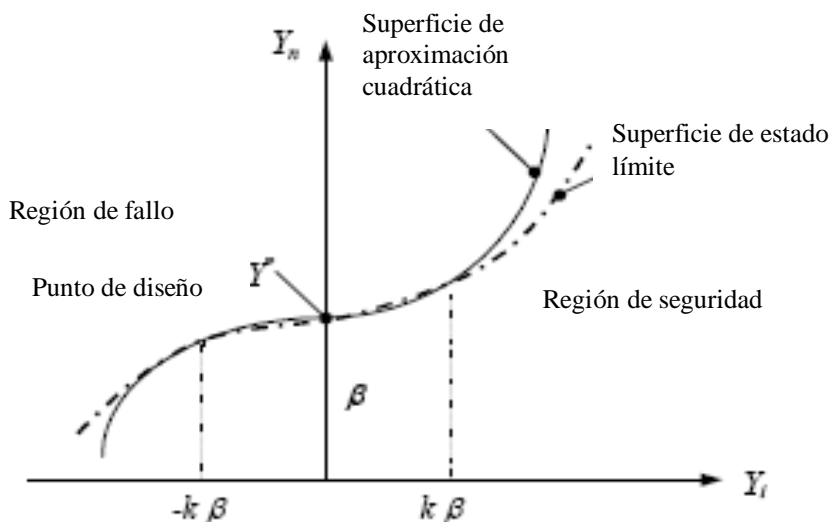


Figura 6.25. Adoptada de Mahadevan, 1997. Aproximación de segundo orden en el punto  $Y^*$ , en el espacio de variables reducidas,  $Y$

Una de las propuestas más simples para la superficie de aproximación de 2º orden, es la sugerida por BREI TUNG, 1984 basada en el ajuste a un paraboloides.

$$p_f \cong \phi(-\beta) \prod_{i=1}^n \frac{1}{\sqrt{(1 + \beta k_i)}}$$

Donde:  $k_i = - \left[ \frac{\partial^2 X_n}{\partial X_i^2} \right]$

Corresponde a la i-ésima curvatura principal de la superficie límite,  $g(X)=0$ , en el punto de dimensionamiento,  $(X^*)$ . Esta forma de proceder solo es posible si la función de estado límite es continua y dos veces derivable en las proximidades del punto de dimensionamiento,  $(X^*)$ .

#### 6.5.7.- Simulación Numérica- Método de Monte Carlo.

El método de Monte Carlo es una poderosa herramienta matemática para la determinación de la probabilidad aproximada de un evento específico, resultante de una serie de procesos estocásticos.

Es una técnica de simulación numérica que tiene por objetivo la obtención de los parámetros estadísticos de las variables de salida resultantes del modelo de un sistema, siendo datos los parámetros de las variables básicas de entrada del modelo (ciclos de simulación)

En cada ciclo de simulación son generados valores para las variables básicas de entrada, obedeciendo a las respectivas distribuciones, y son calculados los valores de las variables de salida por el modelo.

Se realiza un determinado número de ciclos, siendo el conjunto de los resultados obtenidos, utilizados para determinar los parámetros estadísticos de las variables de salida.

En el campo de la fiabilidad estructural, esta técnica se suele utilizar con dos objetivos.

- 1.- Como forma de verificación de los métodos analíticos FORM/SORM
- 2.- Como solución aproximada de sistemas de grandes dimensiones y complejidades para los que las aproximaciones analíticas anteriores no son de fácil aplicación.

Para obtener de forma estimada, la probabilidad de fallo asociada a un estado límite definido por una función  $g(X)$ , la simulación por el método de Monte Carlo consiste en aplicar el siguiente proceso:

- 1.- Generación de valores para las variables básicas de entrada, de acuerdo con sus respectivas funciones de distribución.
- 2.- Realización del análisis determinista del modelo del sistema y verificación de la eventual ocurrencia o no ocurrencia del estado límite,  $g(X) \leq 0$ , repitiendo 1 y 2  $N$  veces, contando el número de experiencias en el que es traspasado el estado límite.
- 3.- Estimación de la probabilidad de fallo media:

$$\bar{P}_f = \frac{N[g(x) \leq 0]}{N}$$

Para generar valores de las variables básicas, se recurre normalmente, a un algoritmo de generación de secuencias de números pseudo-aleatorios con distribución uniforme en el intervalo (0,1), que son después, adaptados a las respectivas distribuciones a través de conversiones adecuadas.

El número de simulaciones,  $N$ , a realizar, depende, sobre todo, del orden de la probabilidad de fallo ( $P_f$ ) y de la función de estado límite,  $g(X)$ . Valores pequeños de ( $P_f$ ) conducen a valores elevados de,  $N$ , siendo este el principal inconveniente del método. También las irregularidades de  $g(X)$ , provocan un aumento del número de simulaciones.

Admitiendo que el generador de números pseudo-aleatorios garantiza las propiedades de independencia y uniformidad, el método proporciona buenos resultados cuando el número de simulaciones tiende a infinito.

$$\bar{P}_f = P[g(x) \leq 0] = \lim_{N \rightarrow \infty} \frac{N[g(x) \leq 0]}{N}$$

Es posible, determinar los momentos estadísticos del conjunto de resultados de las  $N$  simulaciones, y ajustar una función de probabilidad teórica, a partir de la cual se puede determinar el valor de ( $P_f$ )

La aplicación directa de la metodología descrita, constituye la denominada "Técnica de Simulación Pura". La utilización conjunta con otras técnicas de fiabilidad tendentes a reducir el nº de simulaciones se designa "Técnicas de Reducción de Varianza".

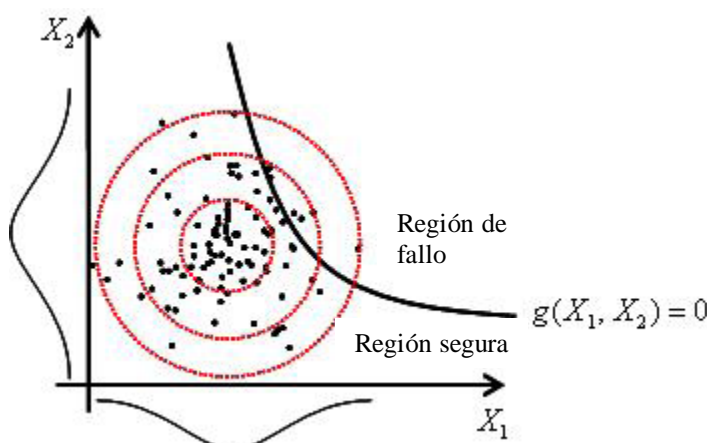


Figura 6.26. Representa la Técnica de Simulación Pura de Monte Carlo, en un espacio bidimensional.

Adoptada de Yong-Kyun Lee and Dae-Sik Hwang

6.5.7.1.- Técnica de Simulación Pura.

La expresión de la probabilidad de fallo se puede expresar:

$$P_f = \int_{g(X) \leq 0} I[g(X) \leq 0] f_X(X) dx$$

En donde:

$$I(g(X_1, X_2, \dots, X_n)) = \begin{cases} 1, \text{si } \dots g(X_1, X_2, \dots, X_n) \leq 0 \dots \text{falla} \\ 0, \text{si } \dots g(X_1, X_2, \dots, X_n) > 0 \dots \text{no falla} \end{cases}$$

En definitiva, es una función discreta Bernoulli, con lo que la integral se puede sustituir por un sumatorio de la forma:

$$P_f = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N I[g(\hat{X}^{(i)}) \leq 0]$$

Donde:

N es el número de simulaciones o ciclos.

$\hat{X}^i$  Vector de variables básicas para la simulación.

Los resultados pueden expresarse por curvas de frecuencia acumulada como se indica en la figura siguiente que esta adoptada de R. Laranja, 2003, y representa la función distribución teórica ajustada a las frecuencias acumuladas de los valores resultantes de la simulación.

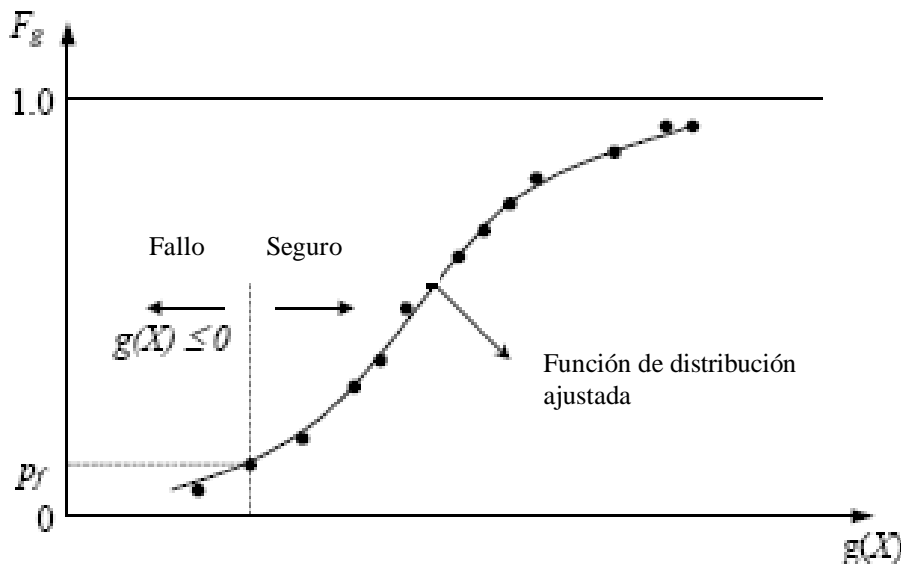


Figura 627



Analizando la figura, se puede observar que se verifica que cuanto menor sea la probabilidad de fallo menor es el nº de observaciones probables en la región de fallo  $g(X) \leq 0$ , o sea, la mayor parte de las simulaciones se localizan en la región segura. La única forma de aumentar el nº de observaciones en la región de fallo, es aumentar el nº total de simulaciones, N, aspecto que puede hacer aumentar en gran medida el nº total de simulaciones, si la probabilidad de fallo es muy pequeña.

El aspecto fundamental en el método es la validación del grado de confianza al estimar la probabilidad de fallo, en función del número de simulaciones (N).

La estimación de la varianza de (Pf), es el indicador.

Asumiendo que cada simulación constituye una prueba de Bernouilli, el nº de veces que el estado límite es violado es una distribución binomial, luego la varianza de la probabilidad de fallo se puede calcular:

$$\sigma_{P_f}^2 \approx \frac{(1 - P_f)P_f}{N}$$

Y coeficiente de variación:

$$C_{V_{P_f}} \approx \frac{\sigma_{P_f}}{\mu_{P_f}} = \frac{\sqrt{\frac{(1 - P_f)P_f}{N}}}{P_f}$$

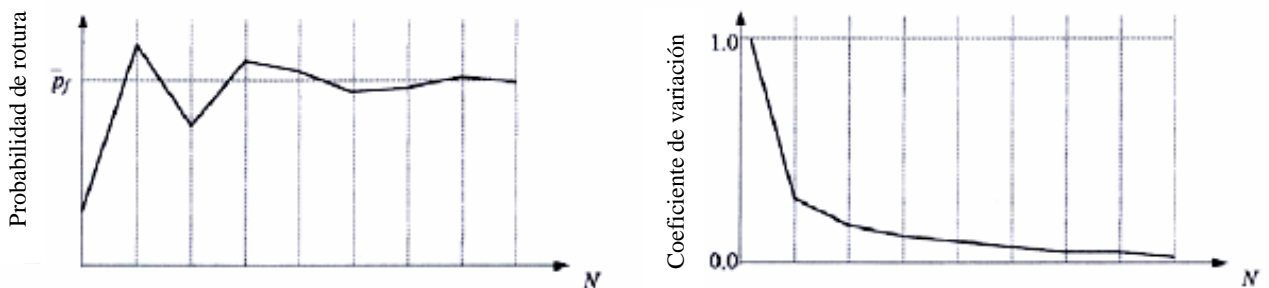


Figura 6.28. Adoptada de Lanjara, 2002. Ejemplo de variación de la probabilidad de fallo y del coeficiente de variación, con un número de simulación, N.

Cuanto menor sea el coeficiente de variación, mayor precisión en la probabilidad de fallo.

En las referencias bibliográficas se suelen proponer valores de N, entre  $1/P_f$  a  $10/P_f$ .

Uno de los métodos más frecuentes para la estimar el valor inicial de N, es el sugerido por BRODING en 1964.

$$N \geq \frac{-\ln(1 - c)}{P_f}$$

En donde, C, el nivel de confianza del estimador de la probabilidad de fallo, por ejemplo, para valores de  $P_f = 10^{-4}$  y  $P_f = 10^{-5}$ , y con un nivel de confianza del 95%, el número de simulaciones sería  $N > 30.000$  y  $N > 299.600$  respectivamente.

Otra expresión sugerida por SHOOMAN, 1968, indica el error de la estimación de  $P_f$ , para un nº de simulaciones N, con el nivel de confianza del 95%, en:

$$error\% = 200 \sqrt{\frac{1 - P_f}{N \cdot P_f}}$$

### 6.5.7.2.- Técnicas de la reducción de la Varianza.

Estas técnicas permiten reducir de modo significativo en nº de simulaciones para un determinado valor de la varianza, o de otro modo, reducir los valores de la varianza para un determinado nº de simulaciones. El aumento de la eficacia se obtiene considerando información sobre el problema en análisis.

Algunas de estas técnicas son:

Muestras por importancia.

Muestras Estratificadas (Hiper cubo Latino

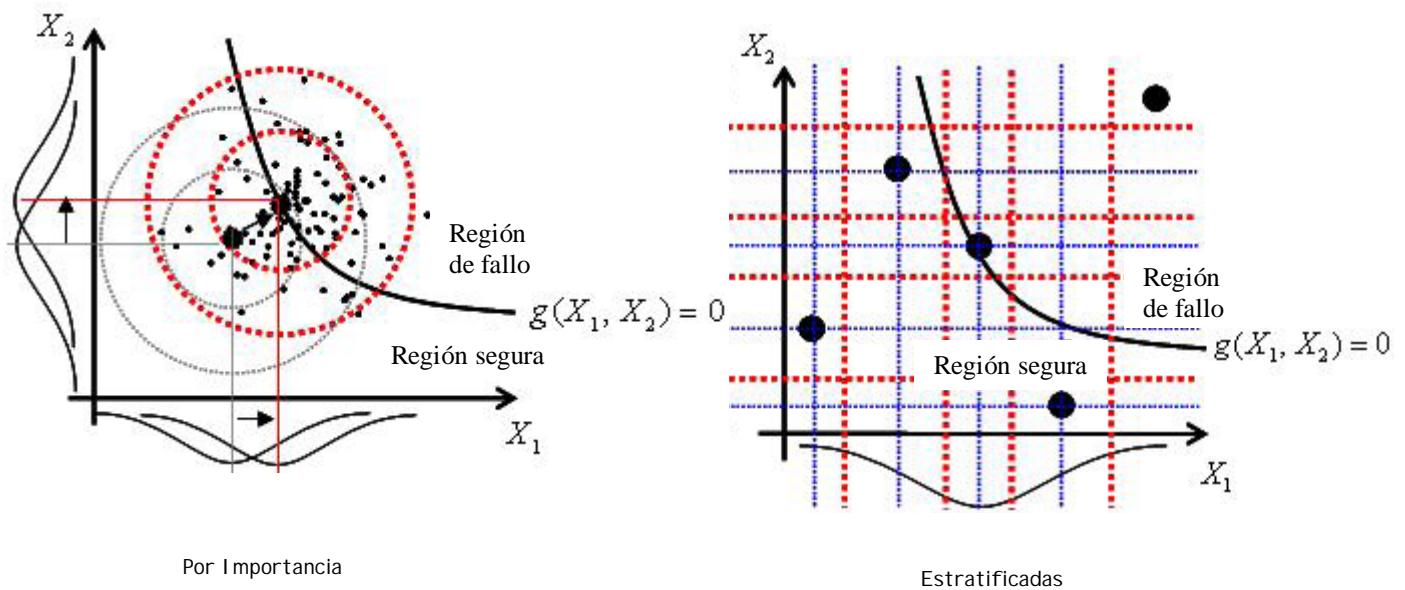


Figura 6.29. Adoptadas de Yong-Kyun Lee and Dae-Sik Hwang

6.5.7.2.1.-Muestras por Importancia.

Es posible escribir la integral  $P_f = \int_{g(X) \leq 0} I[g(X) \leq 0] f_X(X) dx$

de la forma:  $P_f = \int_{g(X) \leq 0} I[g(X) \leq 0] f_X(X) \frac{h(X)}{h(X)} dx$

en que  $h(X)$ , representa la función de densidad de probabilidad de la sub-región del espacio muestral donde se aplican las técnicas de simulación. Estableciendo  $P_f$ , por su valor esperanza o media.

$$P_f = E \left\{ I[g(X) \leq 0] \cdot \frac{f_X(X)}{h(X)} h(X) \right\} = E \left[ I \frac{f}{h} \right]$$

Por tanto, teniendo en cuenta que es una función discreta Bernoulli, con lo que la integral se puede sustituir por un sumatorio de la forma:

$$\tilde{P}_f = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N I[g(\hat{X}^{(i)}) \leq 0] \frac{f_X(\hat{X}^i)}{h(\hat{X}^i)}$$

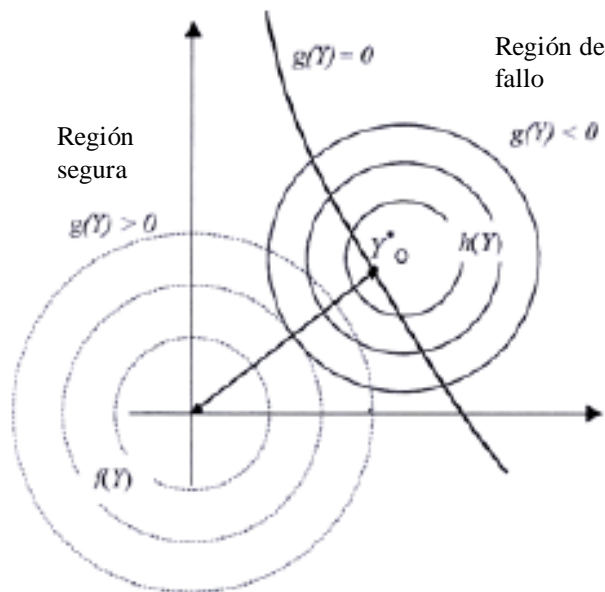


Figura 6.30. Muestra la representación gráfica de esta técnica, en el entorno del punto probable de dimensionamiento,  $Y^*$ , en el espacio de variables normales reducidas. Adoptada de Laranja, 2002.

$$\sigma_{\tilde{P}_f}^2 = \frac{\sigma_{I_{\frac{f}{h}}}^2}{N}$$

Es posible, ahora, obtener la varianza asociada a  $P_f$ :

Donde,

$$\sigma_{I_{\frac{f}{h}}}^2 = \int_{g(X) \leq 0} \frac{f_X^2(X)}{h(X)} dX - \tilde{p}_f$$

### 6.5.7.2.2.- Muestras por Estratificación.

Este procedimiento se basa en el teorema de probabilidades totales, dividiendo el espacio en un número  $k$  de regiones disjuntas ( $R_1, R_2, \dots, R_k$ ). La probabilidad de fallo asociada a cada región es:

$$P_{f_i} = \int_{R_i} f_X(X) h(X) dX$$

La probabilidad de ocurrencia en cada región es:  $P_i = \int_{R_i} h(X) dX$

Sabiendo que:  $\sum_{i=1}^k P_i = 1$

La probabilidad de fallo será, entonces:

$$P_f = \int f_X(X) h(X) dX = \sum_{i=1}^k \int_{R_i} f_X(X) h(X) dX = \sum_{i=1}^k p_{f_{R_i}}$$

Admitiendo que:  $f_X^i(X) = \begin{cases} f_X(X) \dots si \dots X \in R_i \\ 0 \dots si \dots X \notin R_i \end{cases}$

$$P_{f_{R_i}} = \int_{R_i} P_i f_X(X) \frac{h(X)}{P_i} dX = P_i \int f_X^i(X) \frac{h(X)}{P_i} dX = P_i E[f_X^i(X)]$$

En que:  $\int_{R_i} \frac{h(X)}{P_i} dX = 1$

Recurriendo a las técnicas discretas de Monte Carlo:

$$\tilde{P}_f = \sum_{i=1}^k \frac{P_i}{N_i} \sum_{j=1}^{N_i} f_X^i(\hat{X}_i^{(j)})$$

Con una varianza asociada de:

$$\sigma_{\tilde{P}_f}^2 = \sum_{i=1}^k \frac{P_i^2}{N_i} \sigma^2 [f_X^{(i)}(x)] = \sum_{i=1}^k \frac{P_i^2 \sigma^2}{N_i}$$

en que:

$$\sigma_i^2 = \sigma^2 [f_X^{(i)}(x)] = \frac{1}{P_i} \int_{R_i} f_X^2(X) h(X) dX - \frac{P_{f_i}^2}{P_i^2}$$

y  $N_i$  representa el número de simulaciones a efectuar en la región  $R_i$

Inferido en este tipo de técnicas se encuentra uno de los métodos más utilizados, conocido como **Método del hipercubo latino**, cuya aplicación a problemas de fiabilidad estructural es frecuente. Este método se basa en la división del dominio de cada variable en,  $k$ , intervalos disjuntos, con igual probabilidad de ocurrencia. Cada intervalo es representado por una muestra en su centro de gravedad, definido de acuerdo con la función densidad de probabilidad. Cada intervalo es considerado una única vez, siendo, por eso, el nº de simulaciones igual al nº de intervalos considerados ( $N=k$ ). La forma de escoger el intervalo que interviene en cada simulación es hecha aleatoriamente.

La aplicación práctica de este método se puede resumir en los siguientes pasos (Mahadevan, 1997).

- 1.- División del dominio de cada variable básica,  $Y_i$ , en  $k$  regiones (intervalos), con igual probabilidad de ocurrencia.
- 2.- Generación de  $k$ , muestras de cada variable, una por región.
- 3.- Generación de  $k$ , combinaciones aleatorias de los valores de las diferentes variables; cada valor es utilizado una vez.
- 4.- Verificación de la función de estado límite,  $g(Y)$ , para cada combinación, y registro del número de veces que el estado límite es violado.  $N(g(Y) < 0)$ .
- 5.- Estimación de la probabilidad de fallo.

$$\bar{P}_f = \frac{N[g(x) \leq 0]}{N}$$

Por último, indicar que algunos autores tienen afinamientos de este método, con la intención de mejorar su eficacia. El tratamiento estadístico de los valores generados, pueden conducir a mejorar el resultado de tales técnicas (Florian 1991).

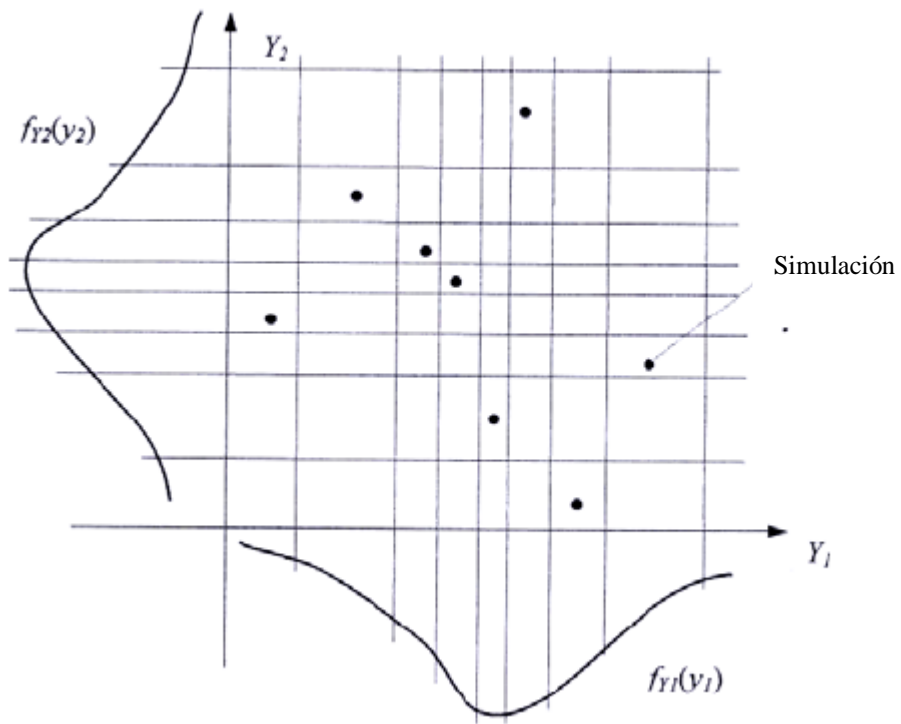
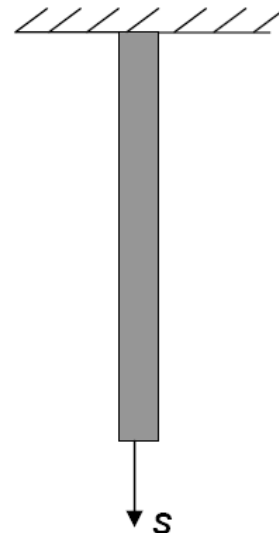


Figura 6.31. Método del hipercubo latino. (Laranja, 2002)

## 6.5.8.- Algunos ejemplos numéricos.

## 1.- Ejemplo.

Consideremos el clásico ejercicio de la barra sometido a una carga dada.



Supongamos que la carga  $S$  es determinista de valor 35 KN. La resistencia  $R$ , es el producto del área transversal por el límite elástico  $f_y$ . Considerando un área de  $100 \text{ mm}^2$  y el límite  $f_y$  una variable aleatoria con distribución probabilística normal de media  $\mu$  y desviación estándar

$$\mu_{f_y} = 425 \cdot 10^{-3} \text{ KN/mm}^2 \quad \sigma_{f_y} = 25 \cdot 10^{-3} \text{ KN/mm}^2$$

Se pretende formular el margen de seguridad y su fiabilidad en dichas condiciones.

Se dibujara la función de densidad de la probabilidad de fallo distinguiendo la región segura de la de fallo.

Bien, el margen de seguridad se puede expresar como:

$$M = R - S = A \cdot f_y - S = 100 \cdot f_y - 35$$

Como la variable aleatoria es normal, el margen de seguridad también lo es, luego podemos conocer la media a través de la esperanza estadística de  $M$  y lo mismo para la varianza y por tanto, para desviación típica, según se ha visto en el apartado de conceptos estadísticos y probabilísticos.

$$\mu_M = E(M) = E(100 \cdot f_y - 35) = 100\mu_{f_y} - 35 = 100 \cdot 425 \cdot 10^{-3} - 35 = 7.5 \text{ KN}$$

Lo mismo para la varianza.

$$\begin{aligned} \sigma_M^2 &= \text{VAR}[M] = \text{VAR}[100 \cdot f_y - 35] = \text{VAR}[100 \cdot f_y] - \text{VAR}[35] = \\ &= 100^2 \cdot \sigma_{f_y}^2 - 0 = 100^2 \cdot (25 \cdot 10^{-3})^2 = 6.25 \text{ KN} \end{aligned}$$

La desviación típica.

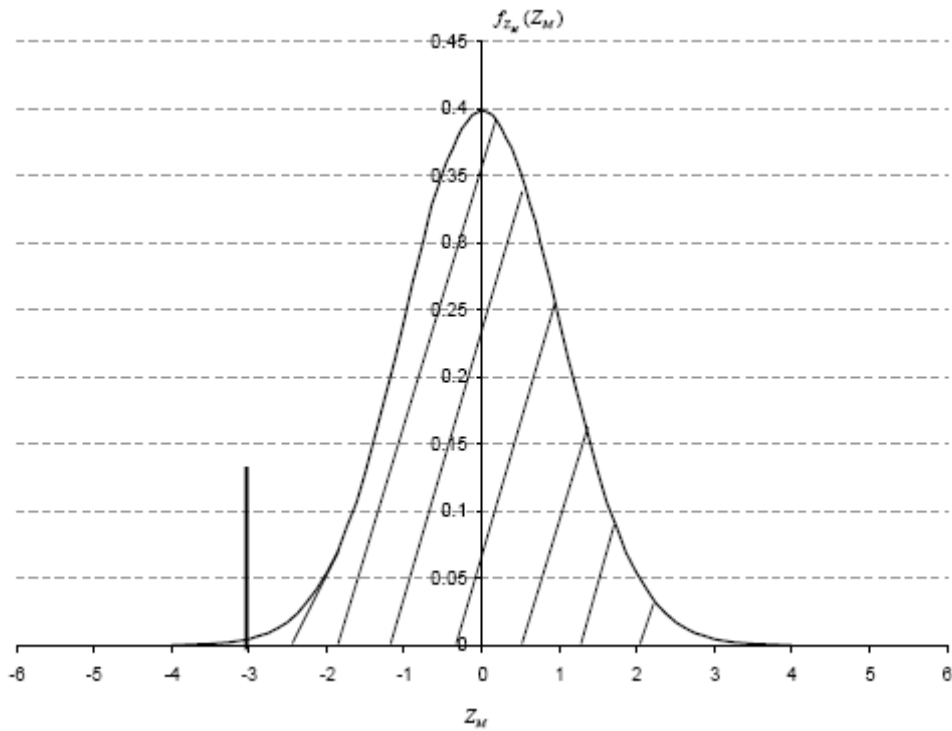
$$\sigma_M = \sqrt{\sigma_M^2} = \sqrt{6.25} = 2.5 \text{ KN}$$

Por lo que la probabilidad de fallo se obtiene:

$$P_f = P(M \leq 0) = P\left(Z_M \leq \frac{0 - \mu_M}{\sigma_M}\right) = \Phi\left(\frac{0 - \mu_M}{\sigma_M}\right) = \Phi\left(\frac{0 - 7.5}{2.5}\right) = \Phi(-3) = 0.00135$$

Por lo que la fiabilidad será =  $1 - 0.00135 = 0.99865$

Nota: las formulaciones anteriores están desarrolladas en el apartado de conceptos estadísticos y probabilísticos.



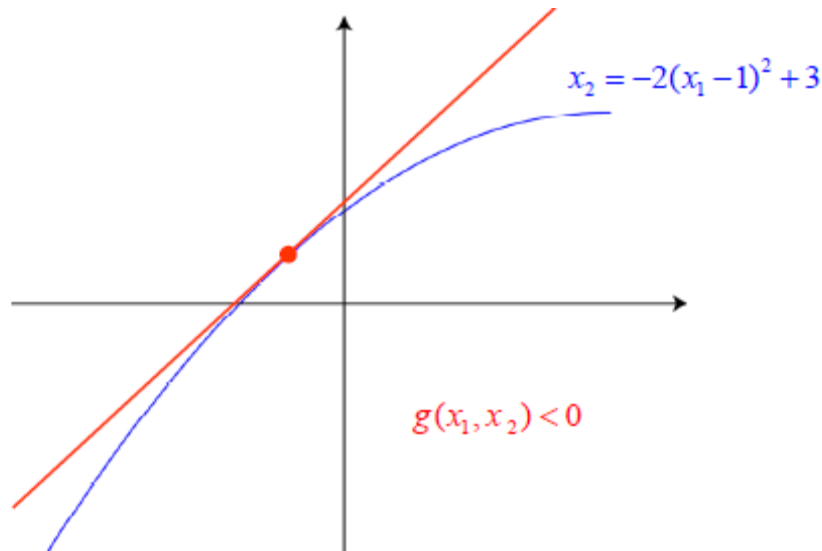
Función de densidad de probabilidad del margen de seguridad, la zona segura representa el área rayada oblicuamente por encima de -3, mientras que la región de fallo representa el área bajo la función del -3 para la izquierda.



**2.- Ejemplo.**

Sea  $X_1$ , y  $X_2$ , variables normales y función límite:  $g(X_1, X_2) = 2.(X_1 - 1)^2 + X_2 - 3$

Se pretende calcular la probabilidad de fallo:  $P[g(X_1, X_2) < 0]$



Los índice de sensibilidad, o cósenos directores del vector índice de fiabilidad, de las variables

$$\alpha_i = \frac{-\frac{\delta g}{\delta u_i}(\beta\alpha)}{\left[ \sum_{i=1}^n \left( \frac{\delta g}{\delta u_i}(\beta\alpha) \right)^2 \right]^{0.5}} \quad i = 1, 2, \dots, n$$

La función de estado límite es:

$$g(X_1, X_2) = 2(X_1 - 1)^2 + X_2 - 3$$

Dado que las variables aleatorias tienen distribución normal, no es necesaria su estandarización o normalización.

$$g(u) = 2(u_{X_1} - 1)^2 + u_{X_2} - 3$$

Sustituyendo:

$$u_{X_1} = \beta\alpha_{X_1}$$

$$u_{X_2} = \beta\alpha_{X_2}$$

$$0 = 2(\beta\alpha_{X_1} - 1)^2 + \beta\alpha_{X_2} - 3$$

$$0 = 2\beta^2\alpha_{X_1}^2 - 4\beta\alpha_{X_1} + \beta\alpha_{X_2} - 1$$

Despejando el índice de fiabilidad en la ecuación anterior:

$$\beta = \frac{1}{2\beta\alpha_{X_1}^2 - 4\alpha_{X_1} + \alpha_{X_2}}$$

Para calcular los valores de  $\alpha$  es necesario calcular las derivadas:

$$-\frac{\delta g}{\delta u_{X_1}} = -\frac{\delta g}{\delta u_{X_1}} \left( 2(u_{X_1} - 1)^2 + u_{X_2} - 3 \right) = -4(u_{X_1} - 1)$$

$$-\frac{\delta g}{\delta u_{X_1}} (\beta\alpha_{X_1}) = -4(\beta\alpha_{X_1} - 1)$$

$$-\frac{\delta g}{\delta u_{X_2}} = -\frac{\delta g}{\delta u_{X_2}} \left( 2(u_{X_1} - 1)^2 + u_{X_2} - 3 \right) = -1$$

$$-\frac{\delta g}{\delta u_{X_2}} (\beta\alpha_{X_2}) = -1$$

$$\sum_{i=1}^n \left( \frac{\delta g}{\delta u_i} (\beta\alpha) \right)^2 = \left( 4(\beta\alpha_{X_1} - 1) \right)^2 + (1)^2$$

$$\alpha_{X_1} = \frac{-\frac{\delta g}{\delta u_{X_1}} (\beta\alpha)}{\left[ \sum_{i=1}^n \left( \frac{\delta g}{\delta u_{X_1}} (\beta\alpha) \right)^2 \right]^{0.5}} = \frac{-4(\beta\alpha_{X_1} - 1)}{\sqrt{\left( 4(\beta\alpha_{X_1} - 1) \right)^2 + (1)^2}}$$

$$\alpha_{X_2} = \frac{-\frac{\delta g}{\delta u_{X_2}} (\beta\alpha)}{\left[ \sum_{i=1}^n \left( \frac{\delta g}{\delta u_{X_2}} (\beta\alpha) \right)^2 \right]^{0.5}} = \frac{-1}{\sqrt{\left( 4(\beta\alpha_{X_1} - 1) \right)^2 + (1)^2}}$$

Los valores de partida para la iteración se eligen:

1ª Iteración.

$$\alpha_{X_1} = 0.6$$

$$\alpha_{X_2} = -0.6$$

$$\beta = -1$$

Cálculo de un nuevo valor de  $\beta$ :

$$\beta = \frac{1}{2\beta\alpha_{X_1}^2 - 4\alpha_{X_1} + \alpha_{X_2}} = \frac{1}{2 \cdot (-1) \cdot 0.36 - 4 \cdot 0.6 - 0.6} = -0.268$$

Calculo de los nuevos valores de alfa:

$$\alpha_{x_1} = \frac{-4(\beta\alpha_{x_1} - 1)}{\sqrt{(4(\beta\alpha_{x_1} - 1))^2 + (1)^2}} = \frac{-4 \cdot (-0.268 \cdot 0.6 - 1)}{\sqrt{(4 \cdot (-0.268 \cdot 0.6 - 1))^2 + (1)^2}} = 0.988$$

$$\alpha_{x_2} = \frac{-1}{\sqrt{(4(\beta\alpha_{x_1} - 1))^2 + (1)^2}} = \frac{-1}{\sqrt{(4 \cdot (-0.268 \cdot 0.6 - 1))^2 + (1)^2}} = -0.154$$

2ª Iteración

Con los valores anteriores se puede calcular un nuevo valor de  $\beta$ :

$$\beta = \frac{1}{2\beta\alpha_{x_1}^2 - 4\alpha_{x_1} + \alpha_{x_2}} = \frac{1}{2 \cdot (-0.268) \cdot 0.988^2 - 4 \cdot 0.988 - 0.154} = -0.216$$

Siendo los nuevos valores de alfa:

$$\alpha_{x_1} = \frac{-4(\beta\alpha_{x_1} - 1)}{\sqrt{(4(\beta\alpha_{x_1} - 1))^2 + (1)^2}} = \frac{-4 \cdot (-0.216 \cdot 0.988 - 1)}{\sqrt{(4 \cdot (-0.216 \cdot 0.988 - 1))^2 + (1)^2}} = 0.981$$

$$\alpha_{x_2} = \frac{-1}{\sqrt{(4(\beta\alpha_{x_1} - 1))^2 + (1)^2}} = \frac{-1}{\sqrt{(4 \cdot (-0.216 \cdot 0.988 - 1))^2 + (1)^2}} = -0.194$$

3ª Iteración.

$$\beta = \frac{1}{2\beta\alpha_{x_1}^2 - 4\alpha_{x_1} + \alpha_{x_2}} = \frac{1}{2 \cdot (-0.216) \cdot 0.981^2 - 4 \cdot 0.981 - 0.194} = -0.221$$

$$\alpha_{x_1} = \frac{-4(\beta\alpha_{x_1} - 1)}{\sqrt{(4(\beta\alpha_{x_1} - 1))^2 + (1)^2}} = \frac{-4 \cdot (-0.221 \cdot 0.981 - 1)}{\sqrt{(4 \cdot (-0.221 \cdot 0.981 - 1))^2 + (1)^2}} = 0.979$$

$$\alpha_{x_2} = \frac{-1}{\sqrt{(4(\beta\alpha_{x_1} - 1))^2 + (1)^2}} = \frac{-1}{\sqrt{(4 \cdot (-0.221 \cdot 0.981 - 1))^2 + (1)^2}} = -0.202$$

4ª Iteración.

$$\beta = \frac{1}{2\beta\alpha_{x_1}^2 - 4\alpha_{x_1} + \alpha_{x_2}} = \frac{1}{2 \cdot (-0.221) \cdot 0.979^2 - 4 \cdot 0.979 - 0.202} = -0.22$$

Los resultados de esta iteración se dan en la tabla siguiente.

	Inicio	1	2	3	4	5	6
$\beta$	-1	-0.269	-0.216	-0.221	-0.22	-0.22	-
$\alpha_{x_1}$	0.6	0.988	0.981	0.980	0.980	-	-
$\alpha_{x_2}$	-0.6	-0.154	-0.194	-0.201	-0.201	-	-

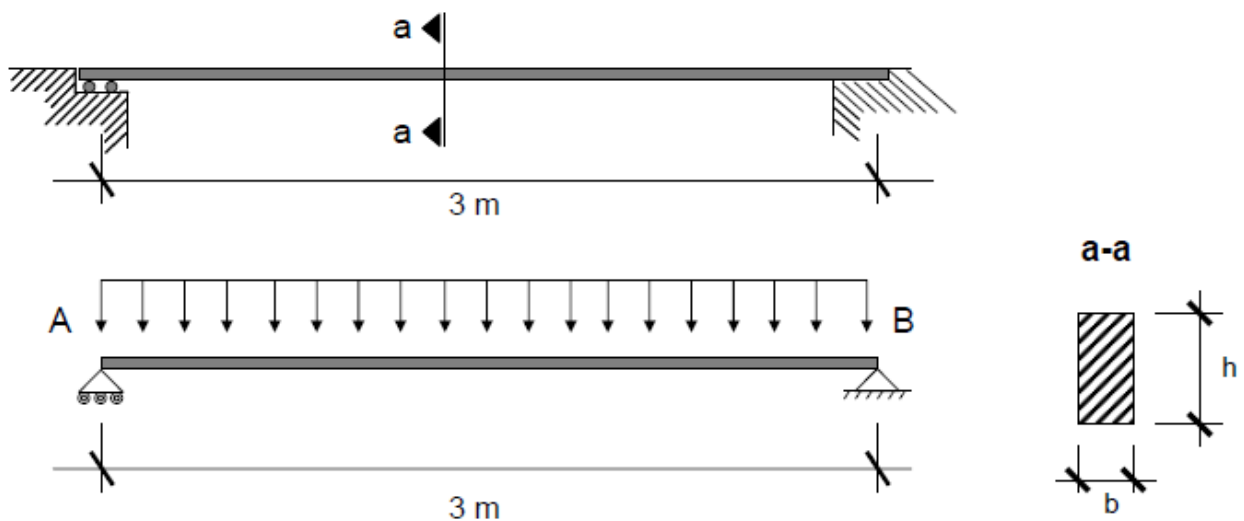
Por lo que la probabilidad de fallo se puede estimar en:

$$P\left[2(X_1 - 1)^2 + X_2 - 3 < 0\right] = \Phi(-(-0.22)) = \Phi(0.22) = 0.587$$

### 3.- Ejemplo.

Se considera la viga de la figura de sección rectangular y luz de vano 3m., está cargada con una acción uniforme distribuida,  $q$ , de media 5 KN/m y desviación estándar de 1 KN/m, la viga tiene un canto  $h$  de media 100 mm. y desviación estándar 5mm. Las variables se asumen con distribución de probabilidad normal.

Se pretende saber cuál es la probabilidad de que la flecha en el punto medio de la viga, exceda de 8mm.



Se considera que el valor de la flecha es:  $w = \frac{5ql^4}{384EI}$

Con  $I = \frac{b \cdot h^3}{12}$ ,  $E=205 \text{ KN/mm}^2$ ,  $b=50 \text{ mm}$ .

Solo se considera como variables aleatorias la carga  $q$ , y el canto  $h$ , para poder tratar el problema manualmente, aunque el proceso sería igual si todas las magnitudes fuesen variables aleatorias con distintas distribuciones probabilistas.

El estado límite expresado en margen de seguridad sería:  $g(x) = 8 - w$

$$g(x) = 8 - w = 8 - \frac{5 \cdot q \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I} = 8 - 1.235 \cdot 10^6 \cdot \frac{q}{h^3}$$

Al sustituir los correspondientes valores obtenemos:

$$g(x) = 8 \cdot h^3 - 1.235 \cdot 10^6 \cdot q$$

Convertimos las variables normales en estándar:

$$U_Q = \frac{Q - \mu_Q}{\sigma_Q} \qquad U_H = \frac{H - \mu_H}{\sigma_H}$$

Podemos así, escribir la función de estado límite en el espacio normalizado estándar:

$$\begin{aligned} g(u) &= 8 \cdot (\mu_H + u_H \cdot \sigma_H)^3 - 1.235 \cdot 10^6 \cdot (\mu_Q + u_Q \cdot \sigma_Q) = \\ &= 8 \cdot (100 + u_H \cdot 5)^3 - 1.235 \cdot 10^6 \cdot (5 + u_Q \cdot 1) \\ g(u) &= u_H^3 + 40 \cdot u_H^2 + 800 \cdot u_H - 1235 \cdot u_Q + 1825 \end{aligned}$$

Los valores en el punto de diseño:

$$u_H = \alpha_H \beta u_Q = \alpha_Q \beta$$

Así:

$$g(u) = (\alpha_H \beta)^3 + 40 \cdot (\alpha_H \beta)^2 + 800 \cdot \alpha_H \beta - 1235 \cdot \alpha_Q \beta + 1825$$

Con lo que:

$$\beta = \frac{-1825}{\alpha_H^3 \beta^2 + 40 \cdot \alpha_H^2 \beta + 800 \cdot \alpha_H - 1235 \alpha_Q}$$

Ahora se sigue el proceso de iteración.

$$\begin{aligned} \alpha_i &= \frac{-\frac{\delta g}{\delta u_i}(\beta \alpha)}{\left[ \sum_{i=1}^n \left( \frac{\delta g}{\delta u_i}(\beta \alpha) \right)^2 \right]^{0.5}} \\ \alpha_H &= -\frac{1}{k} (3 \cdot u_H^2 + 80 u_H + 800) \\ k &= \sqrt{(-1235)^2 + (3 \cdot u_H^2 + 80 u_H + 800)^2} \\ \alpha_Q &= -\frac{1}{k} (-1235) \end{aligned}$$

	Inicio	1	2	3	4	5	6
$\beta$	3	1.380346	1.266017	1.264043	1.263972	1.263974	1.263974
$\alpha_H$	-0.7071	-0.462254	-0.519157	-0.518418	-0.518494	-0.518491	-0.518492
$\alpha_Q$	0.7071	0.886747	0.854679	0.855127	0.855081	0.855083	0.55083

Por lo tanto la probabilidad de que la flecha en el centro del vano sea superior a 8 mm es:

$$P_F = \Phi(-\beta) = \Phi(-1.263974) = 0.103 \approx 10.3\%$$

## 6.6.- Modelo empleado para la verificación probabilística explícita utilizada en esta tesis.

### 6.6.1.- Introducción.

Se van a emplear rutinas de cálculo, desarrolladas por la empresa STRUREL, RCP a través del programa COMREL-TI diseñado para resolver numéricamente el siguiente problema:

Sea  $X = (X_1, \dots, X_n)$  un vector de variables aleatorias con función de distribución conjunta  $F_X(X)$  y  $g(x)$  la función de estado función límite, tal que  $g(x) > 0$  denota el estado de seguridad,  $g(x) = 0$  el estado límite y  $g(x) \leq 0$ , el estado de fallo.

La probabilidad de fallo es, entonces:

$$P_f = \int_{g(x) \leq 0} dF(x) = \int_{g(x) \leq 0} f_X(x) dx$$

En todos los casos se lleva a cabo una transformación:  $u = T^{-1}(x)$

Siendo  $u$  un vector de variables independientes normal estándar, con  $x = T(u)$

$$P_f = \int_{g(x) \leq 0} dF(x) = \int_{g(T(u)) \leq 0} \varphi_U(u) du$$

Donde  $\varphi(u)$  la densidad de probabilidad.

Existen varios métodos de transformación denominados: Rosenblatt, Nataf y la transformación de Hermite, en COMREL-TI (Hohenbichler / Rackwitz, 1981; Kiureghian Der / Liu, 1986; Winterstein / Bjerager, 1987), aunque es el primero el que se utilizara de forma generalizada.

No siempre es necesario usar estas transformaciones, sin embargo, se ha entendido que por razones numéricas es generalmente ventajoso trabajar en el espacio estándar.

### 6.6.2.- Fiabilidad de primer orden Método (FORM)

Como ya se planteó en el tema anterior, este método ha sido inicialmente propuesta por Hasofer/Lind (1974) para vectores normales  $X$  y posteriormente se amplió a las distribuciones arbitrarias de Rackwitz / Fiessler (1978).

Es el método predeterminado en COMREL-TI. Una distribución de probabilidad de transformación  $u = T^{-1}(x)$  es lo que primero se efectúa, si  $u$  es un vector de variables independientes normal estándar. La alternativa es el método de transformación denominado Rosenblatt

La estimación para la probabilidad de fallo es:

$$P_f \approx \Phi(-\beta)$$

Donde:

$$\beta = \|u^*\|$$

$$u^* = \min \|u^*\| \quad \text{para} \quad \{u : g(u) \leq 0\}$$

La tarea computacional es la ubicación del punto  $u^*$  ( $\beta$ -punto) o el punto de fallo mediante un algoritmo de búsqueda adecuado. Se supone que existe un único punto de  $\beta$ .

La función de distribución de  $X$ , así como la función de estado límite han de ser diferenciable.

En general, la estimación de la probabilidad de fallo es suficientemente precisa para muchos supuestos prácticos.

### 6.6.3.- Segundo orden de fiabilidad Método (SORM)

Los métodos de primer orden estudiados en las secciones precedentes, pueden no ser satisfactorios si la ecuación de estado límite tiene una curvatura significativa. Incluso, ecuaciones de estado límite aparentemente lineales o con poca curvatura en el espacio original  $X$  pueden tener una gran curvatura en el espacio transformado  $U$ .

Los métodos de segundo orden tratan de aproximar las ecuaciones de estado límite último por aproximaciones parabólicas o esféricas en el entorno del punto de diseño o de máxima verosimilitud.

Breitung, obtuvo una fórmula asintótica que aproxima la probabilidad exacta de fallo cuando  $\beta \rightarrow \infty$ .

$$P_f \approx \frac{\varphi_1(u^*)}{\|u^*\|} \left( \frac{1}{\det(D)} \right)^{1/2}$$

Donde

$$D = \left\{ I - \frac{\|u^*\|}{\|\nabla g(u^*)\|} \frac{\partial^2 g(u^*)}{\partial u_i \partial u_j}; \quad i, j = 2, \dots, n \right\}$$

Con lo que operando,

$$P_f \approx \Phi(-\beta) \prod_{i=1}^{n-1} (1 - \beta k_i)^{1/2}$$

La  $k_i$  son las curvaturas principales en la solución de  $u^*$  punto.

En SORM la superficie de falla debe ser dos veces diferenciable, al menos en el  $\beta$ -punto.

COMREL mejora un poco la fórmula anterior (Hohenbichler / Rackwitz, 1988)

$$P_f \approx \Phi(-\beta) \prod_{i=1}^{n-1} \left( 1 - \frac{\varphi(-\beta)}{\Phi(-\beta)} k_i \right)^{1/2}$$



Las fórmulas anteriores son validas para  $\beta_k > 1$ . Da buenos resultados para betas altas. Para betas pequeños proporciona una simplificación para el contenido de probabilidad exacta de una parábola por Tvedt (1983).

#### 6.6.4.- Actualización, muestreo por Importancia basada en el FORM / SORM.

Resultados exactos se puede obtener según un esquema de muestreo de acuerdo a Hohenbichler / Rackwitz (1988). A partir de FORM o SORM.

$$P_f = P(F) = P(A) \frac{P(F)}{P(A)} = P(A) C$$

Donde P(F) es la probabilidad de fallo exacta y P(A) la probabilidad de que sea una aproximación de acuerdo a FORM o a SORM. La relación entre estas dos formas da un factor de corrección, C, que puede ser fácilmente determinado por muestreo de importancia. En particular, el factor de corrección puede ser determinado a partir de:

$$C \approx \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N \frac{\Phi(-\lambda(u_i))}{P(A)} \frac{\varphi_{n-1}(u_i)}{\Psi_{n-1}(u_i)}$$

Donde,  $\varphi_{n-1}(u_i)$  es la función densidad normal estándar de n-1-dimensional y  $\Psi_{n-1}(u_i)$  es la función de densidad de muestreo normal de n-1-dimensional.  $\Psi_{n-1}(u_i)$  se selecciona de la siguiente manera. Si sale de FORM, la densidad de muestreo es de una densidad normal **con varianza unidad y media igual a las coordenadas de la  $\beta$ -punto** en el hiperplano tangente. Si sale de SORM, la varianza es  $(1-\beta_k)$ . **Por lo tanto las variaciones de la densidad de muestreo se ajustan a las curvaturas principales de la superficie de rotura.** Una vez determinada la densidad de muestreo de la línea de búsqueda de un punto de la superficie de estado límite en la dirección perpendicular al plano tangente se realiza para cada punto de muestreo. Tiene la distancia  $\lambda(u_i)$  a un hiperplano paralelo al plano tangente, que va por

el origen. Así, la corrección es la media de  $\frac{\Phi(-\lambda(u_i))}{P(A)}$  multiplicada por  $\frac{\varphi_{n-1}(u_i)}{\Psi_{n-1}(u_i)}$ .

La opción FORM se recomienda como la función de llamadas adicionales para la evaluación de la **Matriz hessiana en el punto  $\beta$** , puede requerir cierto esfuerzo numérico en espacios de grandes dimensiones.

La Importancia de la actualización del muestreo, por lo general también resolverá los problemas donde se encuentra un único  $\beta$ - punto (=región importante), las curvaturas de la superficie de fallo no son representativas, por el comportamiento de la superficie de **rotura en todo el  $\beta$ -punto**. Este plan de muestreo es el más eficiente en espacios de dimensión arbitraria.

Resultados exactos de probabilidad pueden ser obtenidos para  $N \rightarrow \infty$ . **Por lo general**, con  $N = 50$  a  $100$  son suficientes para llegar a coeficientes de variación del cálculo de C, muy por debajo del 10%

### 6.6.5.- Los algoritmos de búsqueda en COMREL-TI .

En FORM y SORM es esencial que pueda ser localizado un único punto de  $\beta$ . En COMREL-TI existen cuatro alternativas de algoritmos de búsqueda, HLRF, RFLS, NLPQL y COBYLA,

El algoritmo por defecto es RFLS. Por lo general, se va a usar sólo el algoritmo predeterminado. Los restantes algoritmos se incluyen para utilizar en casos especiales o difíciles. Los tres primeros son algoritmos de gradientes analíticos o numéricos desarrollados por rcp. El cuarto es un gradiente de uso libre.

La tarea de optimización es:

$$\beta = \min \{ \|u\| \} \quad \text{para} \quad \{ u : g(u) \leq 0 \}$$

HLRF es un algoritmo muy simple, y por lo general también muy eficiente, basado en el gradiente (Hasofer / Lind, 1974; Rackwitz / Fiessler, 1978). Se basa en una linealización en algunos puntos  $u^k$  de la función de estado  $g(u)$ . Desarrollando un álgebra simple:

$$u^{k+1} = \frac{\nabla_u g(u^k)}{\|\nabla_u g(u^k)\|^2} \left( \nabla_u g(u^k)^T u^k - g(u^k) \right)$$

No siempre, este algoritmo es convergente, en problemas complicados se ha de utilizar alternativas más eficaces.

RFLS y NLPQL son secuenciales y algoritmos de programación cuadrática en un régimen o esquema cuasi-Newton. Ambos han demostrado un comportamiento de convergencia buena.

El algoritmo RFLS está especialmente ajustado de forma especial al objetivo  $\|u\|$  (Abdo / Rackwitz, 1990). Es el predeterminado, se recomienda en los problemas de grandes dimensiones. Se proporcionan dos líneas estratégicas de búsqueda, para determinar un tamaño de paso óptimo. La primera es una extrapolación parabólica que requieren algunas funciones especiales. La segunda es una búsqueda exacta que requieren sustancialmente más llamadas a funciones adicionales. Puede establecer el número máximo de iteraciones para la primera y segunda estrategia. Si la primera estrategia no da lugar a la convergencia, la segunda se aplicará de forma automática después de que el número máximo de iteraciones de la primera estrategia.

El algoritmo NLPQL, adaptado para este fin, es especialmente adecuado para los problemas en dimensiones más pequeñas (menos de 20, por ejemplo). Este algoritmo ha sido diseñado por Schittkowski (1981,1983) y se ha utilizado por ser muy robusto, fiable y eficaz a estos propósitos. Utiliza un esquema numérico eficiente, actualización de Hesse y un algoritmo de búsqueda en línea casi exacta. Si el subproblema cuadrático no tiene solución crea un subproblema cuadrático similar, que casi siempre es solucionable. Este algoritmo se recomienda en los estudios complejos, pero no para las dimensiones demasiado grandes.

Por último, COBYLA es un algoritmo de gradiente libre basado en Nelder / Mead (1965) y modificado por Powell (1994) para incluir restricciones de desigualdad. Es menos eficiente

y, a veces, también, menos fiable que los algoritmos descritos anteriormente, aunque a veces se hace necesario recurrir a él, por las condiciones del problema.

La selección adecuada de un algoritmo es muy importante para el éxito del análisis de fiabilidad. Si ninguno de los algoritmos funciona sólo el método de Monte Carlo se puede utilizar.

Un problema conocido en optimización es la presencia de múltiples óptimos. Para FOR / SORM es **esencial que todos los  $\beta$ -punto** sean hallados. COMREL-TI ofrece varias posibilidades entre las cuales está una selección del valor inicial (el valor predeterminado es cero en espacio estándar), una selección de la pendiente orientada hacia el punto de partida y una selección aleatoria de puntos de partida. Con frecuencia, se utilizarán distintas ejecuciones al azar con **distintos puntos de partida**. Si hay varios puntos  $\beta$ -puntos, se tendrá una mejor cota superior.

**6.6.6.- Monte Carlo puro.**

Como se ha visto el método no impone ninguna restricción sobre el vector X y en la formulación de g (x), es decir, el estado de la función de estado límite g (x) y / o la función de distribución de X que, incluso, puede ser discontinua, el método de Monte Carlo, aproxima la probabilidad de fallo por:

$$P_f = \int_{g(x) \leq 0} dF(x) \approx \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N l_{g(x_i) \leq 0}$$

Aquí  $l_{g(x_i) \leq 0}$  es la función que indica el fallo del dominio, es decir, esta función es igual a uno, si x esta en el dominio de fallo y cero en caso contrario. La variación del vector X es generada por Monte Carlo. En concreto, se genera un vector G con distribución uniforme e independientes de variables entre [0,1], por medio de un generador de números pseudo-aleatorios. Estos se transforman en un vector u estándar normal por una transformación de distribución de probabilidad de u =T (g) y se transforma en x = T (u). COMREL-TI realiza automáticamente estas transformaciones una vez que los números uniformemente distribuidos al azar son generados. El coeficiente de variación de esta estimación es determinado por:

$$V(\hat{p}_f) = \sqrt{\frac{\hat{p}_f(1-\hat{p}_f)}{N}} \frac{1}{\hat{p}_f} \approx \frac{1}{\sqrt{\hat{p}_f N}}$$

Como se puede observar, esta estimación es bastante deficiente, si N no es mucho mayor que 1 / p<sub>f</sub>. Sin embargo, no existen restricciones específicas impuestas a X y g (x), pudiendo ser X discreto o continuo. Lo mismo ocurre con la función de distribución F<sub>X</sub> (x) y / o función de estado límite g (x) que no necesitaran ser diferenciables.

### 6.6.7.- El punto de fallo más probable. Muestreo por Importancia.

Una variante muy eficaz del método de Monte Carlo es el muestreo por importancia. Así tenemos:

$$P_f = \int_{g(x) \leq 0} dF(x) \approx \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N I_{g(x_i) \leq 0} \frac{f_X(x_i)}{h_X(x_i)}$$

Donde  $h_X(x_i)$  es la densidad de muestreo de entrada y  $f_X(x_i)$  la densidad de  $X$ , que suponemos que existen. Si  $h_X(x_i)$  está debidamente elegida, se coloca en la región de importancia, alrededor del "punto crítico", se puede demostrar que el coeficiente de variación es mucho menor.

La eficiencia sigue siendo casi independiente de la dimensión del problema. Por lo tanto, este método se puede considerar como superior al de Monte Carlo puro. Para que esta opción también hay la probabilidad de transformación de la distribución  $x = T(u)$ . La densidad del muestreo es la densidad normal estándar en torno a un pre-determinado "punto de fallo" (MLP).

En COMREL-TI se tiene la opción de utilizar el algoritmo de gradiente COBYLA para encontrar el MLP.

Este método se puede considerar adecuado utilizándolo con FORM, cuando la función de estado límite no es diferenciable.

### 6.6.8.- Muestreo esférico puro.

En este método, la variación de radios, se generan en el espacio n-dimensional normal estándar. Una búsqueda de líneas se lleva a cabo a lo largo de los radios de distancias  $r_i$  de la superficie al origen. La función de estado límite  $g[x(u)]$  puede ser no diferenciable, pero debe ser suave. Este plan de muestreo proporciona una cota superior a la probabilidad de fallo.

$$P_f \leq \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N (1 - \chi_n^2(r_i^2))$$

Este método se puede utilizar con ventaja si existen varias  $\beta$ -puntos, o si el fallo es de dominio dado por una unión de los modos de fallo. No es adecuado en las funciones de grandes dimensiones.

**6.6.9.- Transformaciones de distribución de probabilidad**

**6.6.9.1.- Vectores Independientes**

Si el vector de variables inciertas es independiente de cada variable se puede transformar de forma independiente. Por la identidad:

$$\Phi(u) = F_x(x)$$

$$x = F_x^{-1}(\Phi(u))$$

$\Phi(u)$  es la función de distribución normal estándar y  $F_x(x)$  una función de distribución arbitraria de la lista en los cuadros 1a, 1b, 1c.

En estos casos, la función de distribución y / o su inversa se debe determinar numéricamente.

Tipo J	Nombre de distribución	Parámetros	Tipo de entrada de parámetros (predeterminada) (0: Momentos, 1: Parámetros)	
0	Fija	V	1	(1)
1	Rectangular (uniforme)	a,b	0 o 1	(0)
2	Normal (Gauss)	m, $\sigma$	0 o 1	(0)
3	Lognormal	$\xi, \delta$	0 o 1	(0)
4	Exponencial	$\tau$	0 o 1	(0)
5	Gamma	$k, \lambda$	0 o 1	(0)
6	Beta	r, t, a, b	0 o 1	(0)
7	Gumbel (max)	$u, \alpha$	0 o 1	(0)
8	Frechet (max)	V, k, $\tau$	1	(1)
9	Weibull (min)	w, k, $\tau$	0 o 1	(0)
10	Shifted Lognormal	$\xi, \delta, \tau$	0 o 1	(0)
11	Rayleigh	$\alpha, \tau$	0 o 1	(0)
13	Trapezoidal	a, b, c, d	1	(1)
14	Birbaum/Saunders	$\alpha, \beta$	0 o 1	(0)
15	Cauchy	$\theta, \lambda$	1	(1)
16	Gamma desplazada	$k, \lambda, \tau$	0 o 1	(0)
17	Inversa de Gauss	$\mu, \lambda$	0 o 1	(0)
18	Gumbel (min)	$u, \alpha$	0 o 1	(0)
19	Frechet (min)	V, k, cs	1	(1)
20	Weibull (max)	w, k, cs	0 o 1	(0)
21	Pareto	a, k	0 o 1	(0)
22	Laplace	$\theta, \Phi$	0 o 1	(0)
23	Logística	$\mu, \sigma$	0 o 1	(0)
24	Halfnormal	$m, \sigma$	0 o 1	(0)
28	Neville	$r, k, \tau$	1	(1)
29	Hermite	$m, \sigma, \gamma, \varepsilon$	0 o 1	(0)
44	4-Par. Lognormal	$\xi, \delta, \tau, \theta$	1	(1)

Tabla6.3. Funciones estándar de distribuciones univariante

Tipo J	Nombre de distribución	Parámetros	Tipo de entrada de parámetros (0: momentos, 1: parámetros)
30	Gumbel (max)	$t, \alpha, n$	(1)
31	Weibull (min)	$t, k, n$	(1)
32	Frechet (max)	$t, k, n$	(1)
33	Exponencial	$v, h$	(1)
34	Normal (m desconocida)	$\xi, \tau, n$	(1)
35	Normal ( $\sigma$ desconocida)	$m, s, v$	(1)
36	Normal (m, $\sigma$ desconocida)	$\bar{x}_0, n, s, v$	(1)
37	Gumbel (max)	$\tau, \alpha, n$	(1)
38	Weibull (min)	$t, k, n$	(1)
39	Exponencial	$v, h$	(1)
40	Normal (m desconocida)	$\xi, \tau$	(1)
41	Normal ( $\sigma$ desconocida)	$s, v$	(1)
42	Normal ( $m   \sigma$ , m desconocida, $\sigma$ dada)	$\bar{x}, \sigma, n$	(1)
43	Frechet (max)	$t, k, n$	(1)

Tabla 6.4. Funciones de distribuciones univariante para análisis Bayesiano

Tipo J	Nombre de distribución	Parámetros	Tipo de entrada de parámetros (0: momentos, 1: parámetros)
12	Student (estándar)	$v$	(1)
25	Chi- cuadrada	$v$	(1)
26	F de Fisher	$v_1, v_2$	(1)
27	Student	$m, \sigma, v$	(1)

Tabla 6.5. Funciones de distribuciones univariante en análisis estadístico

### 6.6.9.2.- Correlación de las variables normales.

Las variables normales se transforman en una combinación lineal de variables normales estándar independientes. La normalización se realiza:

$$V_i = \frac{X_i - m_i}{\sigma_i}$$

Donde  $-m_i-$  es la media y  $\sigma$  la desviación estándar de la variable.

Luego se sustituye por  $V = AU$ , una matriz triangular inferior con elementos:

$$\begin{aligned}
 a_{11} &= \rho_{11} = 1 \\
 a_{i1} &= \rho_{i1} \quad \text{para } 2 \leq i \leq n \\
 a_{ii} &= \left( \rho_{ii} - \sum_{k=1}^{i-1} a_{ik}^2 \right)^{1/2} \quad \text{para } 2 \leq i \leq n \\
 a_{ij} &= \frac{\rho_{ij} - \sum_{k=1}^{j-1} a_{ik} a_{jk}}{a_{jj}} \quad \text{para } 1 < j < i \leq n \\
 a_{ij} &= 0 \quad \text{para } j > i
 \end{aligned}$$

Es Choleski para matrices definidas positivas.

### 6.6.9.3.- Dependencia general de vectores (transformación Rosenblatt)

La transformación Rosenblatt, requiere que el vector la incertidumbre esté representado como una secuencia de funciones de distribución condicional. Se transformarán las variables en forma secuencial (Hohenbichler / Rackwitz, 1981).

$$\begin{aligned}
 \Phi(u_1) &= F_1(x_1) \\
 \Phi(u_2) &= F_2(x_2 | x_1) \\
 \Phi(u_3) &= F_3(x_3 | x_1, x_2) \\
 &\vdots \\
 \Phi(u_n) &= F_n(x_n | x_1, x_2, \dots, x_{n-1})
 \end{aligned}$$

de la que

$$\begin{aligned}
 x_1 &= F_1^{-1}(\Phi(u_1)) \\
 x_2 &= F_2^{-1}(\Phi(u_2) | F_1^{-1}(\Phi(u_1))) \\
 x_3 &= (F_3^{-1}(\Phi(u_3)) | F_1^{-1}(\Phi(u_1)), F_2^{-1}(\Phi(u_2) | F_1^{-1}(\Phi(u_1)))) \\
 &\vdots \\
 x_n &= (F_n^{-1}(\Phi(u_n)) | F_1^{-1}(\Phi(u_1)), F_2^{-1}(\Phi(u_2) | F_1^{-1}(\Phi(u_1))), \dots, F_{n-1}^{-1}(\Phi(u_{n-1}) | \dots))
 \end{aligned}$$

Prácticamente, se definen las dependencias de una variable haciendo que los parámetros de una distribución dependan de otra variable (o una función de esta variable), que ha sido definida con anterioridad. Este es el caso más general de transformación de distribución de probabilidad. Es exacto. No obstante, hay que mencionar que a pesar de que ésta representación es siempre válida su aplicación en STRUREL a través de una distribución de probabilidad de transformación no es única, es decir, puede dar respuestas ligeramente diferentes dependiendo del orden en el que se establece el modelo de distribución condicional.

En casos extremos, la transformación Rosenblatt puede producir múltiples  $\beta$ -puntos (Hohenbichler / Rackwitz, 1981; Dolinski, 1983).

### 6.6.10.- Factores parciales de seguridad.

La noción de "Factores parciales de seguridad " se toma de su uso en los códigos del diseño de ingeniería estructural. Se pueden definir como:

$$\gamma_i = \frac{x_i^*}{x_{c,i}}$$

Donde

$$x_i^* = F_i^{-1}(\Phi(u_i^*)) = F_i^{-1}(\Phi(-\alpha_i\beta))$$

$x_{c,i}$  Valor de diseño característico (o nominal). Usualmente se define como un cuantil de la distribución de Xi.

Si Xi es una variable que en la función de estado proporciona derivada negativa (una demanda o carga variable)  $x_i^*$  en general es más grande que  $x_{c,i}$  y  $\gamma_i$  será mayor que la unidad. Si se trata de una variable con derivada positiva, en la función de estado, se utilizara la relación inversa. Estas variables se denotan por resistencias o variables de capacidad.

$$\gamma_i = \frac{x_{c,i}}{x_i^*}$$

Para simplificar, en STRUREL, sólo se utiliza la primera definición. Factores parciales de seguridad son, pues, una forma práctica de expresar el valor del diseño en términos de valores característicos. Desafortunadamente, también son parámetros variables de modo que sólo en raras ocasiones se puede lograr una correspondencia uno-a-uno con factores de seguridad parcial constantes.

### 6.6.11.- Sensibilidades y Elasticidades

#### 6.6.11.1.- Índice de fiabilidad generalizado

COMREL-TI, estudia varias sensibilidades que pueden llegar a ser tan importantes como la probabilidad de fallo.

En principio se define la probabilidad de fallo generalizada como:

$$\beta_E = -\Phi^{-1}[P(g(U) \leq 0)]$$

A partir de aquí, se pueden definir los diferentes tipos de sensibilidades.

La sensibilidad se puede determinar de acuerdo a diferentes métodos entre los que las sensibilidades asintótica son, con mucho, las más fácil de evaluar.



**6.6.11.2.- La importancia de  $-\alpha_i$  de una variable.**

La sensibilidad con respecto a los cambios en la media

$$\alpha_{E,i} = \frac{\partial \beta_E}{\partial u_i} \frac{1}{\|\alpha_E\|_{|u^*}} \approx \alpha_i$$

Es la sensibilidad de  $\beta_E$  con respecto a cambios en las variables  $u_i$ . Mide la importancia de una variable con respecto a cambios en  $\beta_E$  y por lo tanto también la probabilidad de fallo. Resulta que esto es una buena aproximación de la derivada de la superficie de estado límite con respecto a esa variable. Además, se puede demostrar que es también la sensibilidad de  $\beta_E$  con respecto a los cambios pequeños en la media de la variable estandarizada.

Por lo tanto, esta cantidad también se podría escribir como  $\alpha\mu_i$ . Las  $\alpha_{Ei}$  se corresponden con los cosenos directores de un hiperplano equivalente con la misma probabilidad que la superficie estado límite.

**6.6.11.3.- Representación  $-\alpha$  - valores**

La definición anterior de la sensibilidad sólo tiene sentido si los vectores originales de X son independientes. Luego, cada uno de los valores de  $\alpha$ -valores en el espacio estándar corresponde a las sensibilidades (normalizado) de los cambios en la mediana de los respectivos X- variable.

La relación.

$$x_i^* = F_i^{-1}(\Phi(u_i^*)) = F_i^{-1}(\Phi(-\alpha_i\beta))$$

entre el punto de fallo más probable y el espacio original permite definir una  $\alpha_{r,i}$  representante, que también es válida para variables dependientes, en general.

$$\alpha_{r,i} = \frac{-\Phi^{-1}[F_i(x_i^*)]}{\beta}$$

El  $\beta$ -valor (índice de fiabilidad geométrica) en esta fórmula podrá ser sustituido por el  $\beta_E$  índice de fiabilidad equivalente en cuyo caso el  $\alpha_{r,i}$  esta renormalizado. Esos son los valores de  $\alpha$ -valores que pertenecen a la salida estándar de COMREL-TI y que se pueden representar en términos gráficos. Ha de tenerse en cuenta que estos  $\alpha_{r,i}$ -valores, en general, no corresponden a los cosenos directores de los hiperplanos equivalentes, excepto en el caso de las variables independientes.

#### 6.6.11.4.- La sensibilidad con respecto a cambios en la variabilidad de una variable

Del mismo modo, la sensibilidad con respecto a pequeños cambios en la desviación estándar de la variable estandarizada puede ser definida por:

$$\alpha_{\sigma,i} \approx -\beta_E \alpha_i^2$$

Se cuantifica la sensibilidad de  $\beta_E$  con respecto a cambios en la variabilidad de una variable.

#### 6.6.11.5.- Sensibilidad paramétrica

La sensibilidad de los parámetros deterministas en la función de estado límite (identificados como constantes) o en la distribución conjunta de X también se puede determinar.

$$\alpha_\tau = \frac{\partial \beta_E}{\partial \tau}$$

Esta cantidad está siempre determinada por la diferenciación numérica del estado de la función de estado límite  $g(U(X))$

#### 6.6.11.6.- Elasticidades

A excepción de la sensibilidad  $\alpha_{\mu,i}$  no están normalizadas. Por lo tanto, las elasticidades se definen, pero en cualquier caso, sin dimensiones.

$$e_{\tau,i} = \frac{\partial \beta_E}{\partial \tau_i} \frac{\tau_i}{\beta_E}$$

$\tau_i$  se toma en el  $\beta$ -punto. Por supuesto, si  $\beta_E$  es cercana a cero y / o  $\tau_i$  está cerca de cero, esta definición de elasticidad no tiene sentido.

COMREL-TI ofrece las elasticidades (no normalizados) para los parámetros deterministas, así como para la media y desviación estándar de una variable, que también es válida si la función de distribución fue definida por los parámetros de distribución.

Las elasticidades de la desviación estándar de una variable son casi siempre negativas, debido a que el incremento en la desviación estándar disminuye la fiabilidad.

**6.6.11.7.- Previsión de cambios en  $\beta$** 

Las elasticidades permitan predecir el cambio en el índice de fiabilidad si un parámetro de distribución o un parámetro constante en la función de estado límite, se cambia por una cantidad (no demasiado grande). Se designa como un parámetro  $\tau$  y su cambio por  $\Delta\tau$ . A continuación, se expresa tal condición:

$$\Delta\beta = e_{\tau}\beta \frac{\Delta\tau}{\tau}$$
$$\beta_{pred.} = \beta_{anterior} \left( 1 + e_{\tau} \frac{(\Delta\tau/\tau)[\%]}{100} \right)$$

Cabe señalar que dicha predicción se basa solamente, en la información pendiente. Es una predicción FORM. No contiene ningún SORM o mejoras por Importancia de muestreo.

Si estimamos la probabilidad de fallo utilizando los métodos de Monte Carlo no se puede determinar las sensibilidades.



# **CAPITULO -7**

**Análisis determinista versus probabilista  
aplicado al estado límite de la corrosión.**



### 7.1.- Análisis previo de la metodología del anejo 9º de EHE-08.

En el capítulo 4, se describió el planteamiento propuesto por el anejo 9º de EHE-08 para el análisis del estado límite respecto de la corrosión en su etapa de iniciación por penetración de cloruros.

El planteamiento general tiene su fundamento en la 2ª ley de Fick para la difusión de los cloruros en el hormigón, determinando la concentración de cloruros a un nivel (x), mediante la expresión general, comentada en los capítulos precedentes.

$$C(x) := cs \left( 1 - \operatorname{erf} \left( \frac{x}{2 \cdot \sqrt{D \cdot t}} \right) \right)$$

Donde si despejamos x (penetración) tendremos.

$$x = 2\sqrt{D \cdot t} \cdot \operatorname{erf}^{-1} \left( \frac{cs - cx}{cs} \right)$$

Función que determina la profundidad o penetración que alcanza una determinada concentración de cloruros (Cx), a partir de la concentración superficial (Cs), en un determinado tiempo (t) y para un hormigón con coeficiente de difusión (D).

#### 7.1.1.- Sustitución de la función error de Fick, por una función parabólica.

La norma española sustituye la función de Fick por otra parabólica de segundo grado:

$$Cx = Cs \cdot \left( 1 - \frac{x}{\sqrt{12 \cdot D \cdot t}} \right)^2$$

Con lo que, la penetración de cloruros viene dada por la expresión:

$$x = \left( 1 - \sqrt{\frac{cx}{cs}} \right) \cdot \sqrt{12 \cdot D \cdot t}$$

Parece evidente la ventaja que esta sustitución supone respecto la función error que como simplificación de podríamos considerar:

$$\operatorname{invz} := \left[ -c - \frac{\ln(1 - z^2)}{2} + \sqrt{\left( c + \frac{\ln(1 - z^2)}{2} \right)^2 - c \cdot \frac{\pi}{2} \ln(1 - z^2)} \right]^{0.5}$$

En estas condiciones, la relación entre ambas formulaciones, en términos de concentraciones sería:

$$\operatorname{erf}^{-1} \left( 1 - \frac{cx}{cs} \right) \Leftrightarrow 1.73 \left( 1 - \sqrt{\frac{cx}{cs}} \right)$$

Relación que represento en la siguiente figura, donde se muestra el ajuste, en función de las concentraciones.

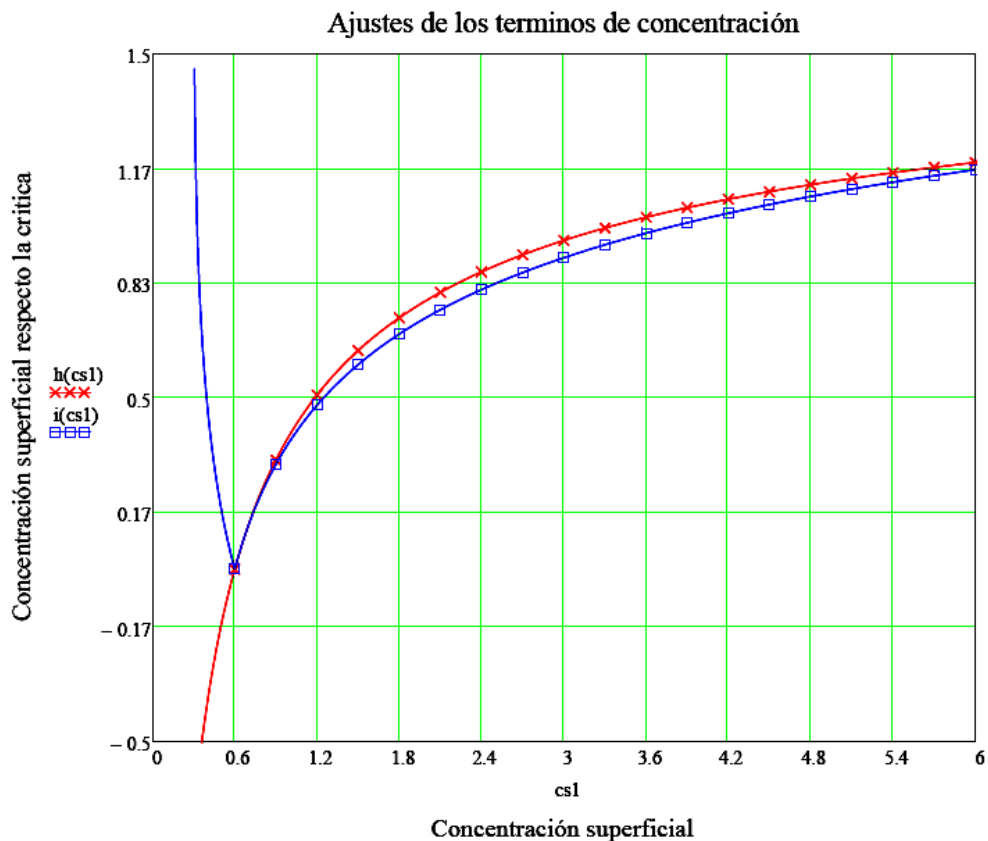


Figura.7. 1, Ajuste, en términos de concentración de la 2ª ley de Fick y la parábola propuesta por EHE-08  
 $h(cs1)$ : Ajuste parabólico de EHE  
 $i(cs1)$ : Función de Fick

En todo caso, si consideramos ambas funciones de concentración de cloruros (2ª Ley de Fick y propuesta parabólica de EHE-08), relacionando valores de penetración ( $x$ ), en función de una determinada concentración superficial ( $C_s$ ), para un hormigón concreto ( $D$ ) y en un tiempo determinado ( $t$ ), observaríamos sus aspectos superficiales característicos, que podríamos ajustar por puntos o tramos.

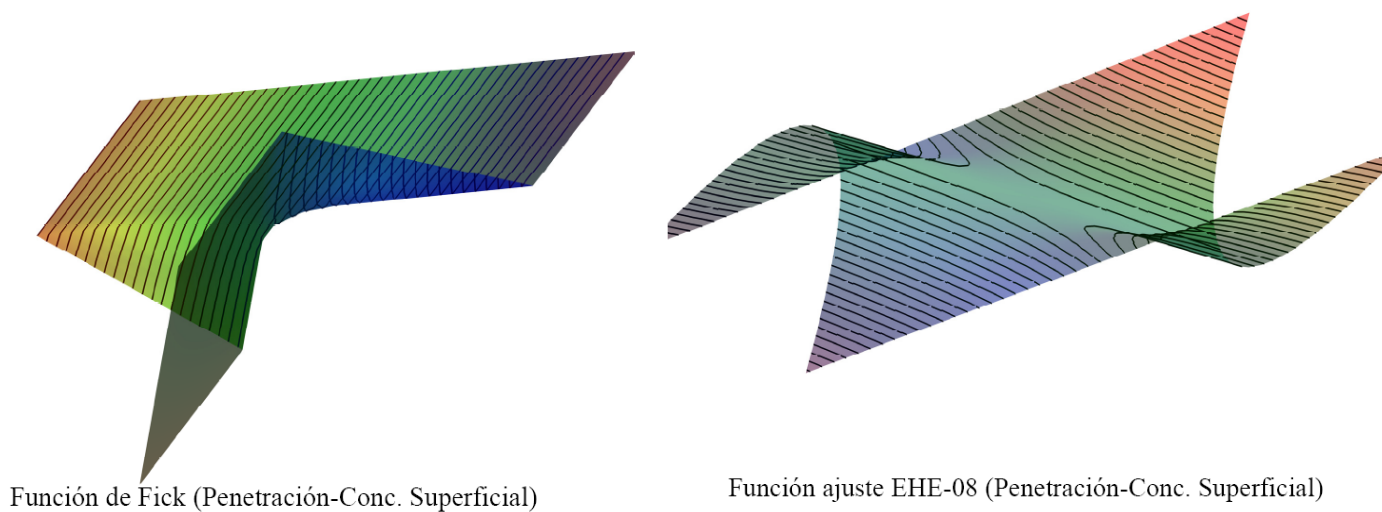


Figura. 7.2, Superficies de penetración-concentración superficial para las dos expresiones.



El ajuste superficial no nos determina tramos de aplicación, figura 7.3, por lo que debemos de recurrir a la comprobación en función de las características particulares ambientales y materiales, que se pueden ver en sus condiciones pésimas en las figuras 7.4, 7.5, 7.6, 7.7, 7.8, 7.9. Los cálculos se adjuntan en el anejo 1º.

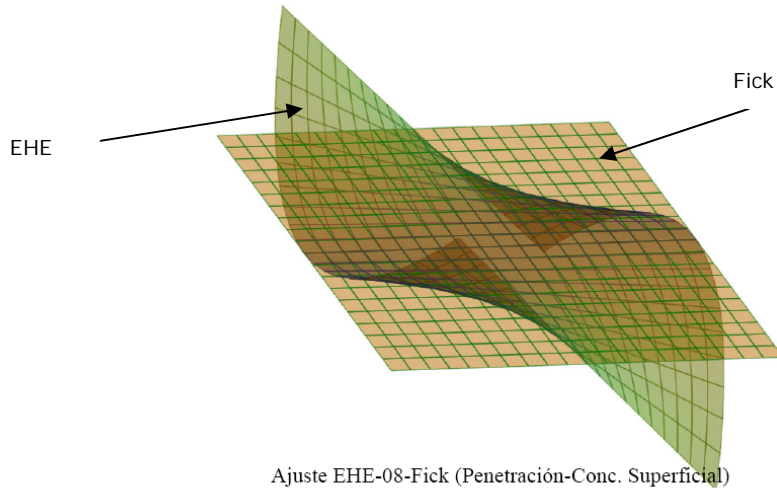


Figura. 7.3, Ajuste superficial 2ª Ley de Fick- Propuesta parabólica de EHE-08

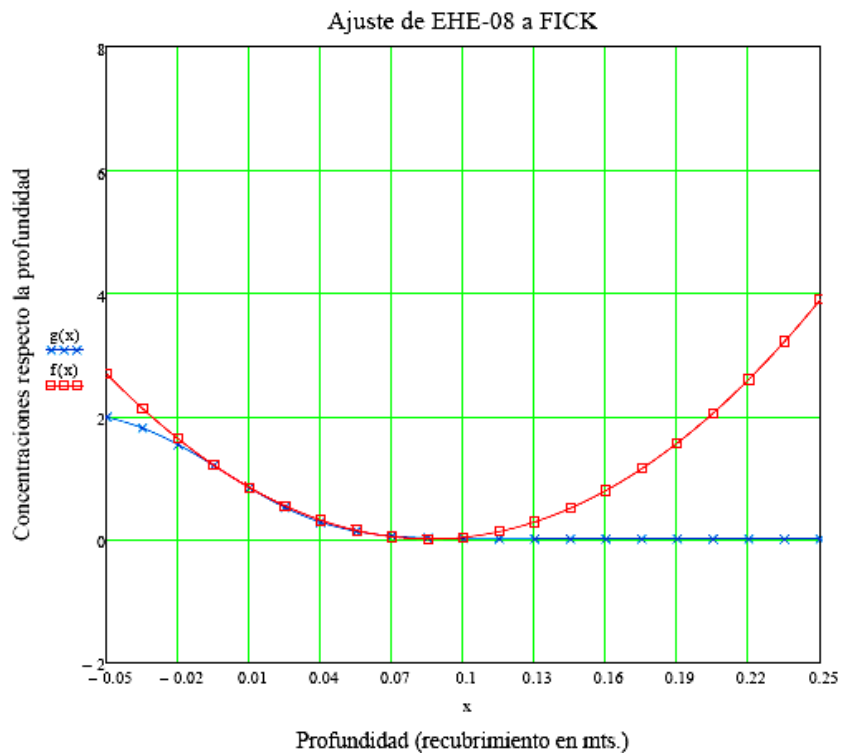


Figura. 7.4, Ajuste para cemento CEM I -a/c=0.45-Ambiente III a (pésimo)  
 $g(x)$ : Función de Fick  
 $f(x)$ : Ajuste parabólico EHE

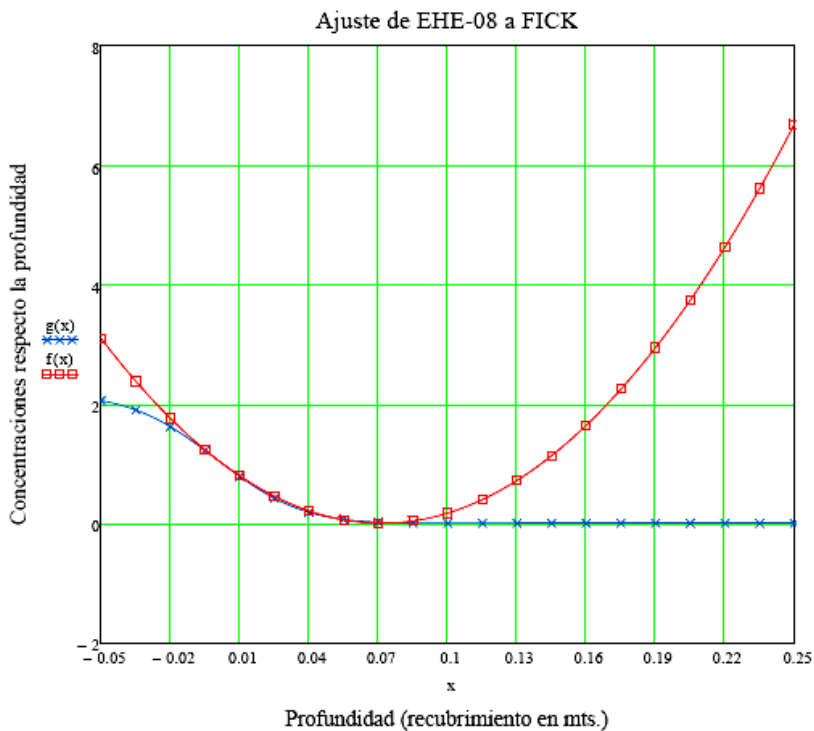


Figura. 7.5, Ajuste para cemento CEM III -a/c=0.45-Ambiente III a (pésimo)

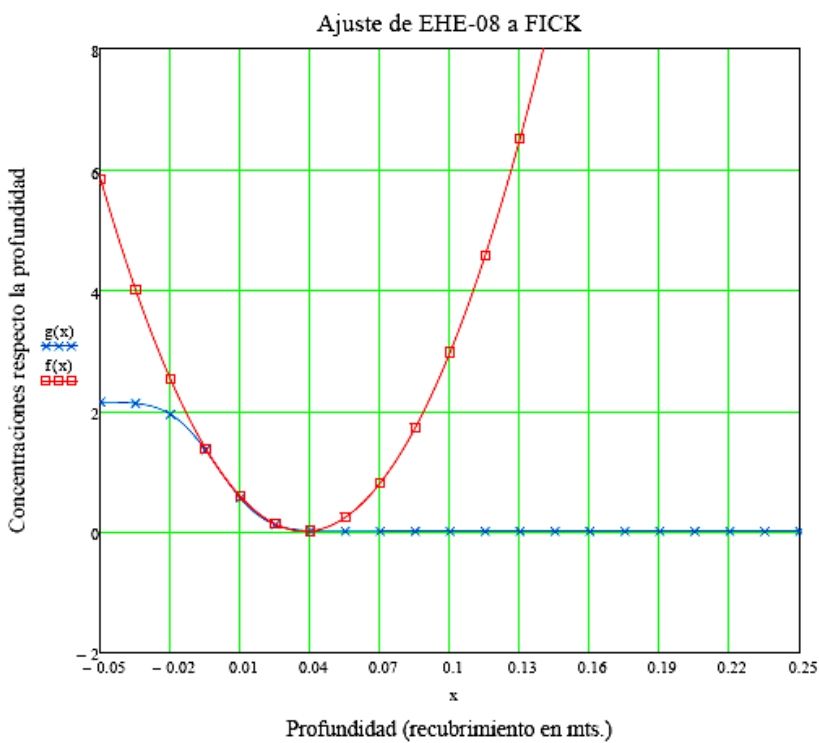


Figura. 7.6, Ajuste para cemento CEM III -a/c=0.45-Ambiente III a (pésimo)

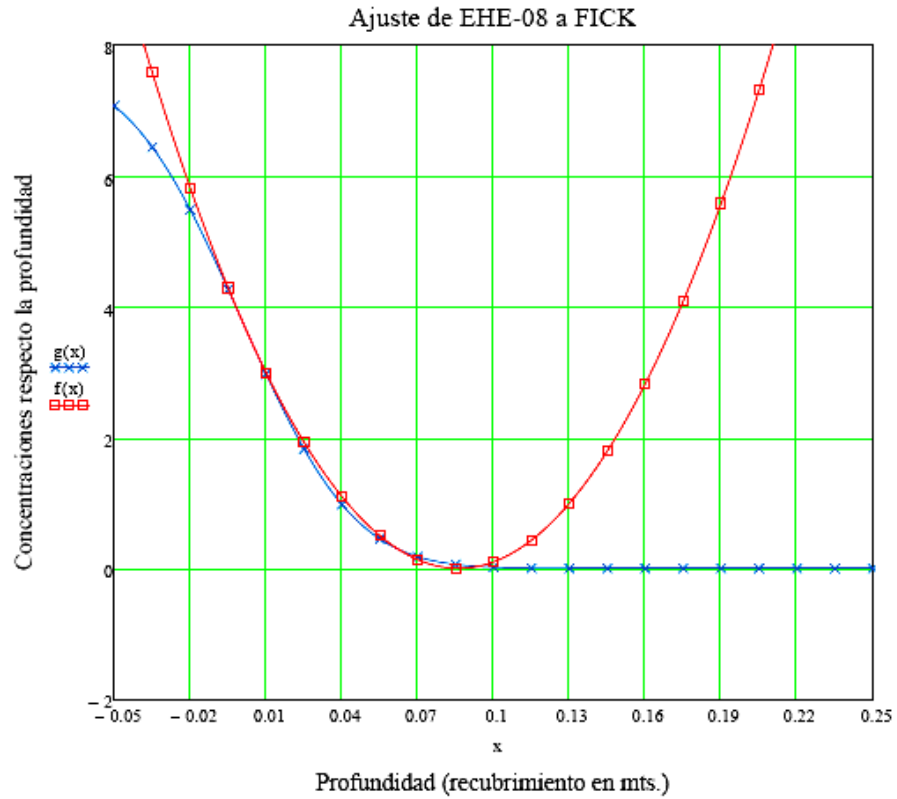


Figura. 7.7, Ajuste para cemento CEM I -a/c=0.45-Ambiente III c (pésimo)

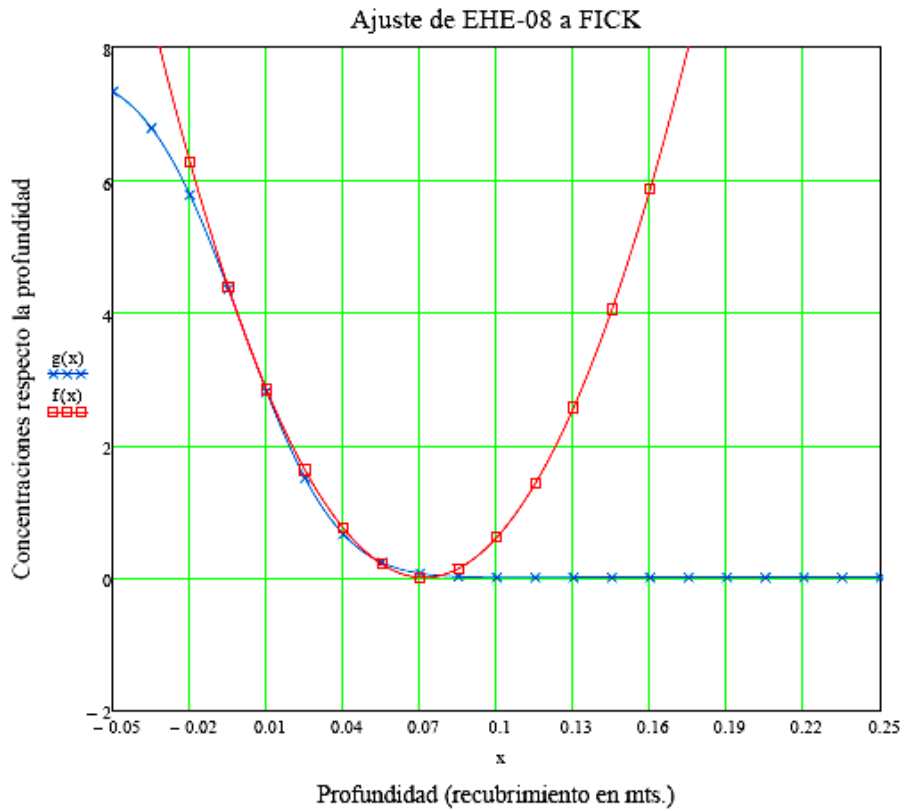


Figura.7.8, Ajuste para cemento CEM II -a/c=0.45-Ambiente III c (pésimo)

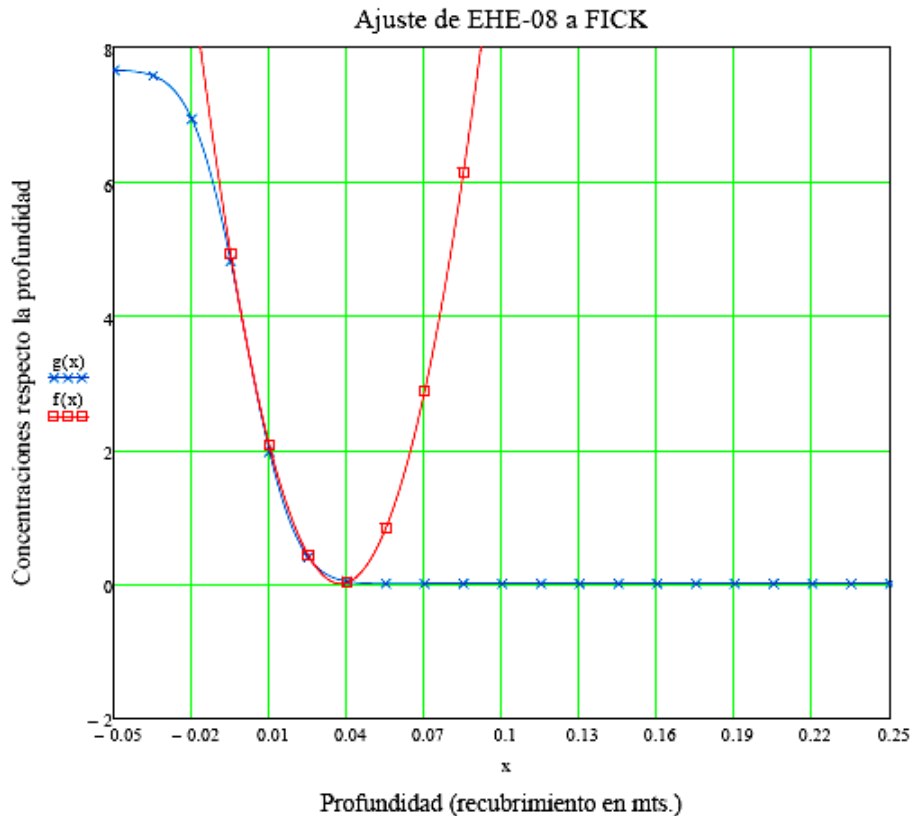


Figura. 7.9, Ajuste para cemento CEM III -a/c=0.45-Ambiente III c (pésimo)

Para las condiciones estudiadas el ajuste es suficientemente preciso como para adoptar la formulación parabólica propuesta por la EHE-08 como sustitución a la ecuación general de la 2ª Ley de Fick.

### 7.1.2.- El coeficiente de seguridad

La norma propone como coeficiente de ponderación para estimar la vida útil el valor de 1,1

“En la comprobación del Estado Límite, se debe satisfacer la condición:  $t_L > t_d$

Donde:

$t_L$  Valor estimado de la vida útil.

$t_d$  Valor de cálculo de la vida útil.

Se define la vida útil de cálculo, como el producto de la vida útil de proyecto por un coeficiente de seguridad:

$$t_d = \gamma t_g$$

Donde:

$t_d$  Vida útil de cálculo.

$\gamma$  Coeficiente de seguridad de vida útil, para cuyo valor se adoptará  $\gamma=1,10$ .

$t_g$  Vida útil de proyecto.”

Es decir para una vida útil de proyecto de 50 años, el valor estimado de vida útil habría de ser superior a 55 años.

Si se considera que el coeficiente de seguridad es el que se tiene que encargar de valorar las incertidumbres asociadas a estos procesos, para poder hacer un análisis determinista de un proceso claramente probabilista, (lo que, ya clásicamente, se viene denominando metodología semiprobabilista.), es un valor claramente escaso.

En el punto 7.6.2 de este capítulo, se establece un modelo de calibrado probabilista, en donde se discuten los distintos aspectos que puede presentar este coeficiente de seguridad, proponiendo, como estudio teórico, sobre una función de distribución logarítmica-normal, la siguiente expresión:

$$\gamma = e^{\beta \left[ \ln(1 - \text{Cov}(t_L)^2) \right]^{1/2} + \frac{1}{2} \ln(1 + \text{Cov}(t_L)^2)}$$

Donde

$\beta$  es el coeficiente de fiabilidad asociado al estado límite

Cov es el coeficiente de variación de las variables estocásticas

En la figura 7.10, se muestra la relación que se establece entre el coeficiente parcial de seguridad y el índice de fiabilidad sobre variabilidades de 0,4-0,5 y 0,6

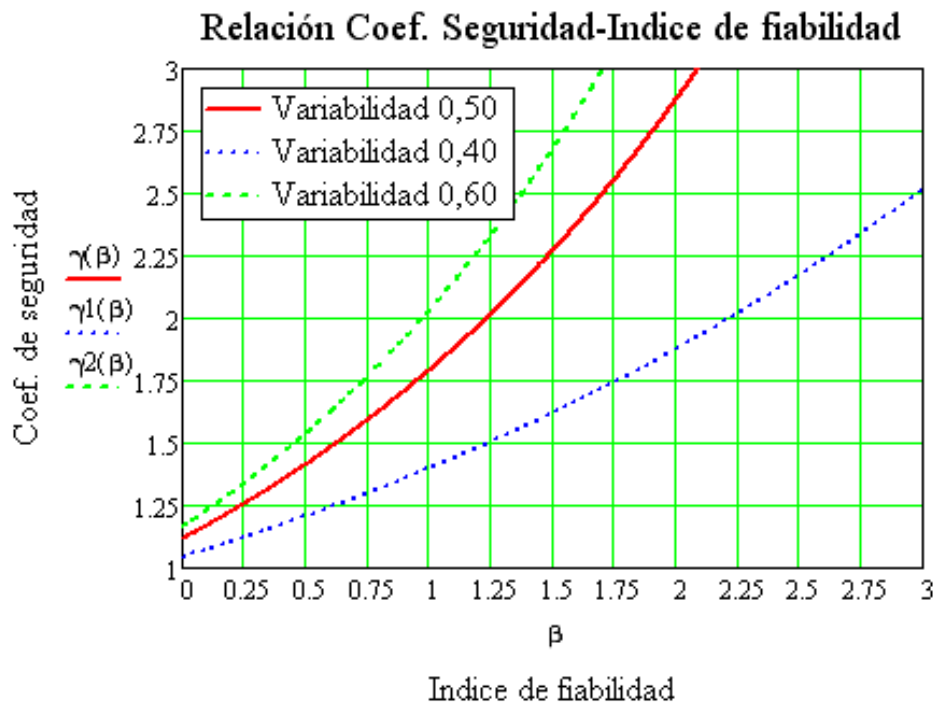


Figura. 7.10, Relaciones entre los índices de fiabilidad y los coeficientes de seguridad

Un valor de coeficiente de seguridad de 1,1, prácticamente no proporciona fiabilidad al proceso. Si se pretendiese tener un índice fiabilidad de  $\beta = 1,3$ , la variabilidad estaría en aproximadamente, Cov= 0,07, lo que, claramente es un valor demasiado bajo para la consideración de variable aleatoria.

### 7.1.3.- Análisis y relación de las variables propuesta.

Al objeto de conocer el comportamiento de las variables en el modelo propuesto por EHE-08, se procede al análisis numérico de tales variables.

#### 7.1.3.1.- Coeficiente de difusión y factor de envejecimiento.

Como se ha visto en los capítulos anteriores, son éstas, variables determinantes dependientes fundamentalmente del material hormigón. También se ha visto la importancia de que el modelo, tenga en cuenta, la variación del coeficiente de difusión en el tiempo, en este sentido, vemos que la norma utiliza la expresión común generalizada de:

$$D(t) = D(t_0) \left( \frac{t_0}{t} \right)^n$$

Donde

$D(t_0)$  es el coeficiente de difusión a edades iniciales ( $t_0$ ).

$n$  es el factor de envejecimiento.

Respecto de estos parámetros, la norma, no nos indica el origen de tales datos, además, respecto el coeficiente de difusión inicial, a día de hoy, no se dispone de suficiente consenso entre los investigadores para elegir un modelo de determinación. En el capítulo 4, donde se estudian los aspectos normativos, el documento "Model Code for Service Life Design. fib- Boletín 34.", quizás proporcione, a nivel europeo, la información más ajustada, y en este sentido propone los valores de la tabla siguiente:

Valores iniciales de  $D_{RCM,0}$  en  $m^2/s$

Tipo de Cemento	Relación a/c					
	0,35	0,40	0,45	0,50	0,55	0,60
CEM I	-	$8,9 \cdot 10^{-12}$	$10 \cdot 10^{-12}$	$15,8 \cdot 10^{-12}$	$19,7 \cdot 10^{-12}$	$25 \cdot 10^{-12}$
CEM I +FA(k=0,5)	-	$5,6 \cdot 10^{-12}$	$6,9 \cdot 10^{-12}$	$9 \cdot 10^{-12}$	$10,9 \cdot 10^{-12}$	$14,9 \cdot 10^{-12}$
CEM I +SF(K=2,0)	$4,4 \cdot 10^{-12}$	$4,8 \cdot 10^{-12}$	-	-	$5,3 \cdot 10^{-12}$	-
CEM III	-	$1,4 \cdot 10^{-12}$	$1,9 \cdot 10^{-12}$	$2,8 \cdot 10^{-12}$	$3,0 \cdot 10^{-12}$	$3,4 \cdot 10^{-12}$

Tabla 7.1. FA. Cenizas volantes, SF. humo de sílice, k. factor de eficacia.

Valores que coinciden, en gran medida, con los propuestos por EHE-08, pero hay que indicar que tales valores han sido obtenidos a partir de ensayos de migración rápida de cloruros, a través de la norma Finlandia NT BUILD 492, y representan valores medios de una distribución normal con variabilidad 20%. Estas consideraciones hacen que la aplicación determinista o semiprobabilista de la norma española provoque dispersiones importantes en los resultados esperados.

Respecto el factor de envejecimiento  $n$ , la norma española, hace la consideración de constante 0,5 aunque indica "a falta de valores específicos obtenidos mediante ensayos sobre el hormigón de que se trate".

La importancia de este parámetro es determinante y depende fundamentalmente, como se ha visto en otras partes de esta tesis, del tipo de cemento, adiciones y relación a/c.

En el anejo 1, se presentan los cálculos que aquí se exponen y comentan.

El comportamiento en el tiempo del coeficiente de difusión para  $n=0,5$ , se representa en las gráficas siguientes, en función del tipo de cemento y relación a/c.

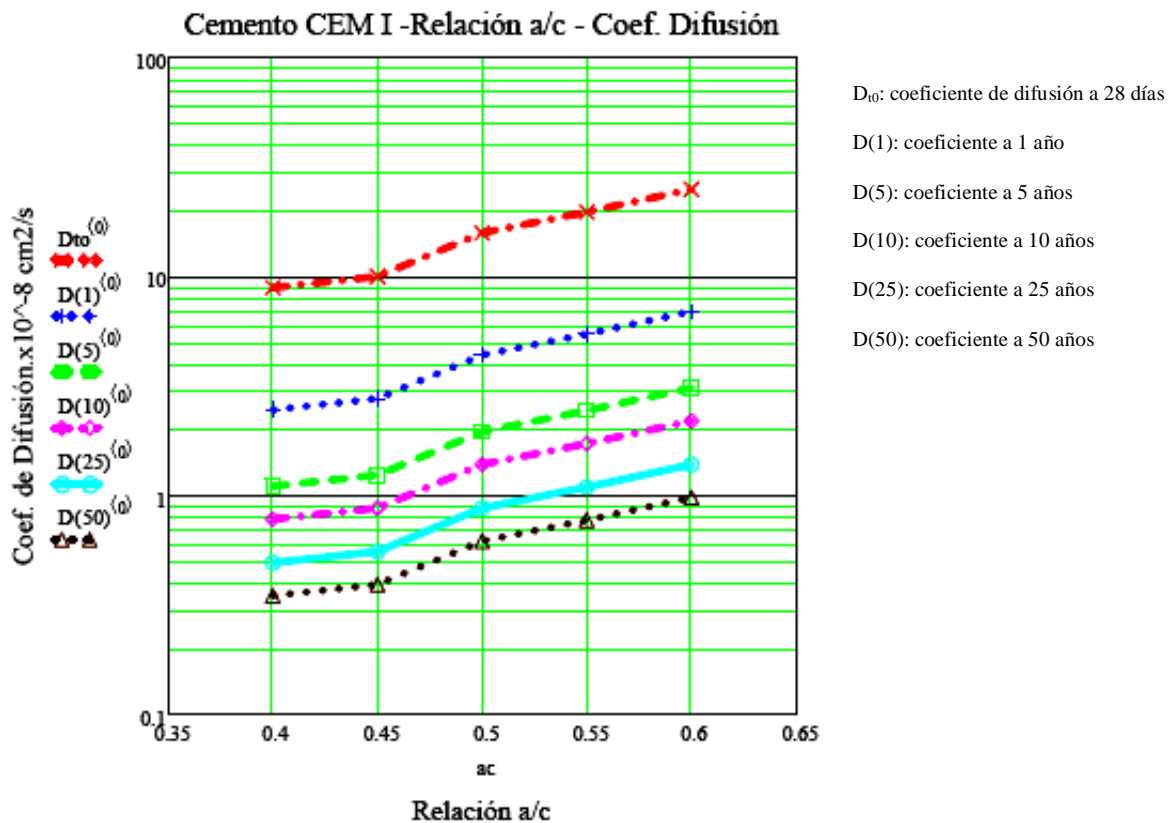


Figura. 7.11, Relación entre a/c y Coef. de Difusión en el tiempo para Cemento CEM I

En esta grafica se observa la variación del coeficiente de difusión de un hormigón con cemento tipo CEM I , para distintas relaciones agua-cemento, en el tiempo.

Se destaca una caída de los coeficientes de difusión a lo largo del primer año, a partir de los cinco años las bajadas en los coeficientes son mucho menores.

También se observa una mayor pendiente, en el tramo de relación a/c entre 0,45 y 0,50 lo que puede suponer una diferenciación de comportamiento a la hora de diseñar la dosificación del hormigón.

Por ejemplo, en los datos numéricos de la figura 7.12, se puede comprobar como para un coeficiente de difusión de  $8,9 \cdot 10^{-8} \text{ cm}^2/\text{s}$ , al año disminuye a  $2,46 \cdot 10^{-8} \text{ cm}^2/\text{s}$ , a los cinco años a  $1,1 \cdot 10^{-8} \text{ cm}^2/\text{s}$ , a diez años  $0,78 \cdot 10^{-8} \text{ cm}^2/\text{s}$ , a diez años  $0,78 \cdot 10^{-8} \text{ cm}^2/\text{s}$ , y a 50 años  $0,35 \cdot 10^{-8} \text{ cm}^2/\text{s}$ .

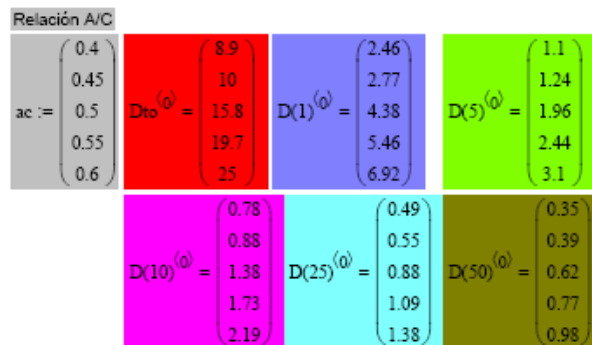


Figura. 7.12, Relaciones numéricas de la fig. 7.11

En las siguientes figuras se presenta el comportamiento para los cementos CEM II/A-V y CEM III.

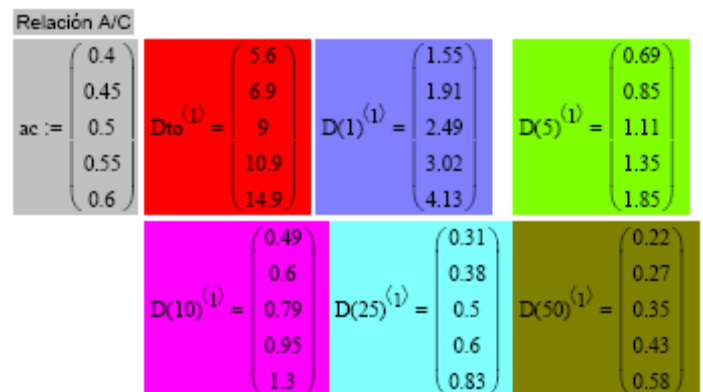
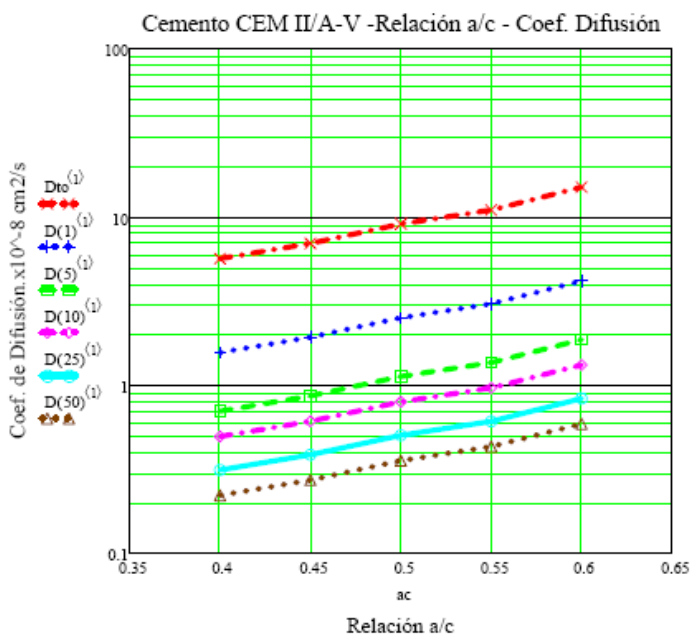


Figura. 7.13, Relación entre a/c y Coef. de Difusión en el tiempo para Cemento CEM II/A-V



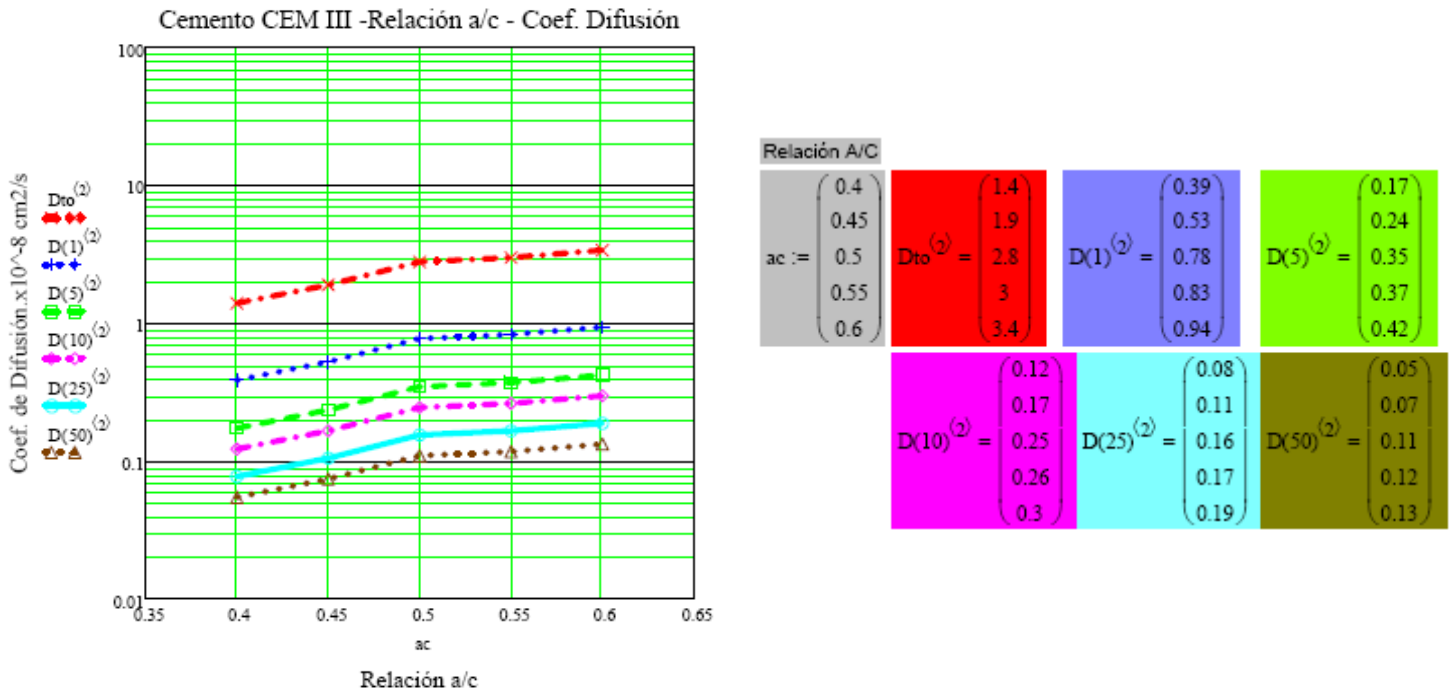


Figura. 7.14, Relación entre a/c y Coef. de Difusión en el tiempo para Cemento CEM III

Se observa que mientras en el cemento CEM II/A-V, las pendientes son casi continuas, lo que indica que no hay un cambio diferenciado en la relación a/c; para el cemento CEM III, la relación a/c = 0,50 marca una frontera de pendientes, para valores menores mayor variación del coeficiente de difusión y para valores mayores, disminuye la pendiente, con lo que el coeficiente de difusión es menos dependiente de la relación a/c.

Otra forma de visualizar, en el tiempo, la variación del coeficiente de difusión, respecto de la relación a/c, se puede ver en las siguientes figuras, en función del tipo de cemento.

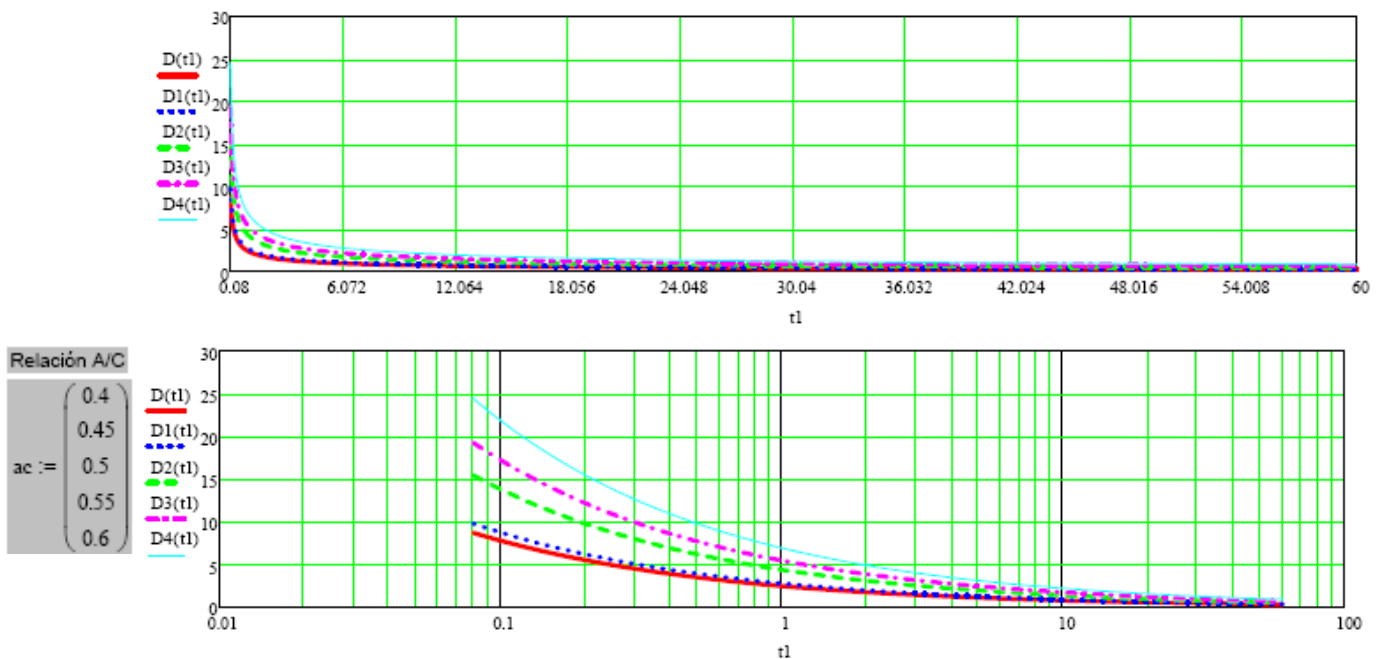


Figura. 7.15, Variación del Coef. de Difusión en el tiempo para Cemento CEM I

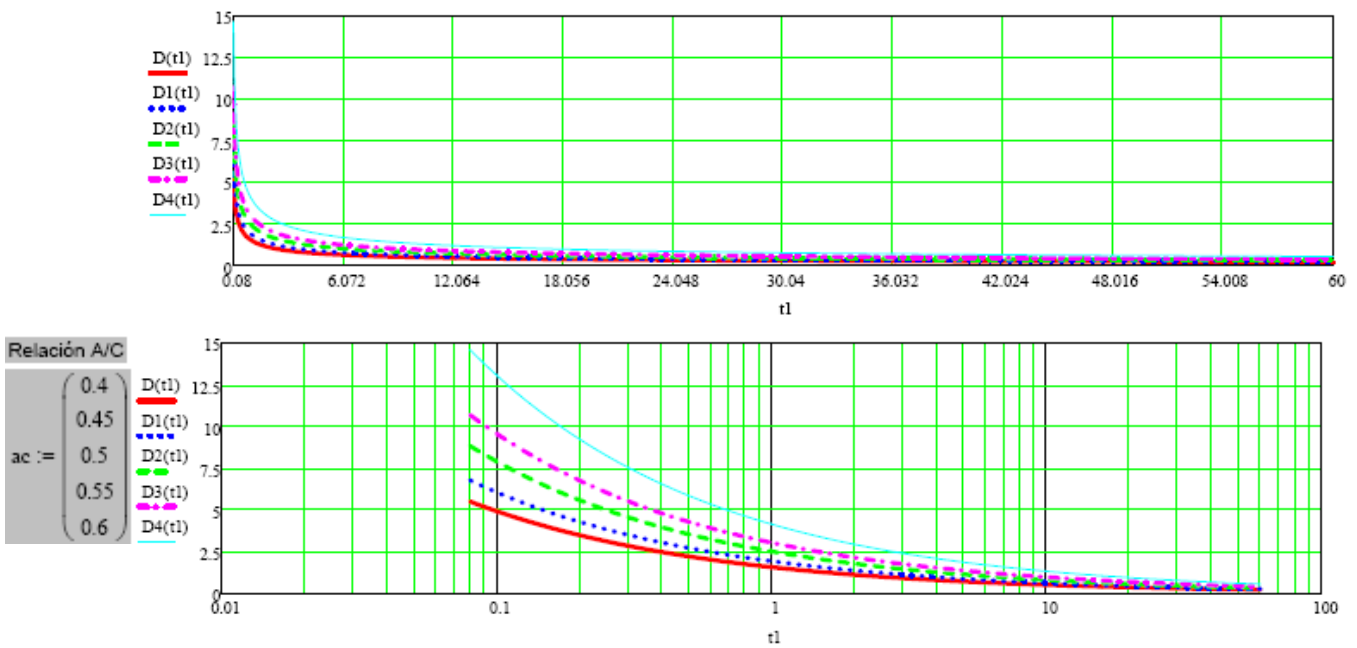


Figura. 7.16, Variación del Coef. de Difusión en el tiempo para Cemento CEM II /A-V

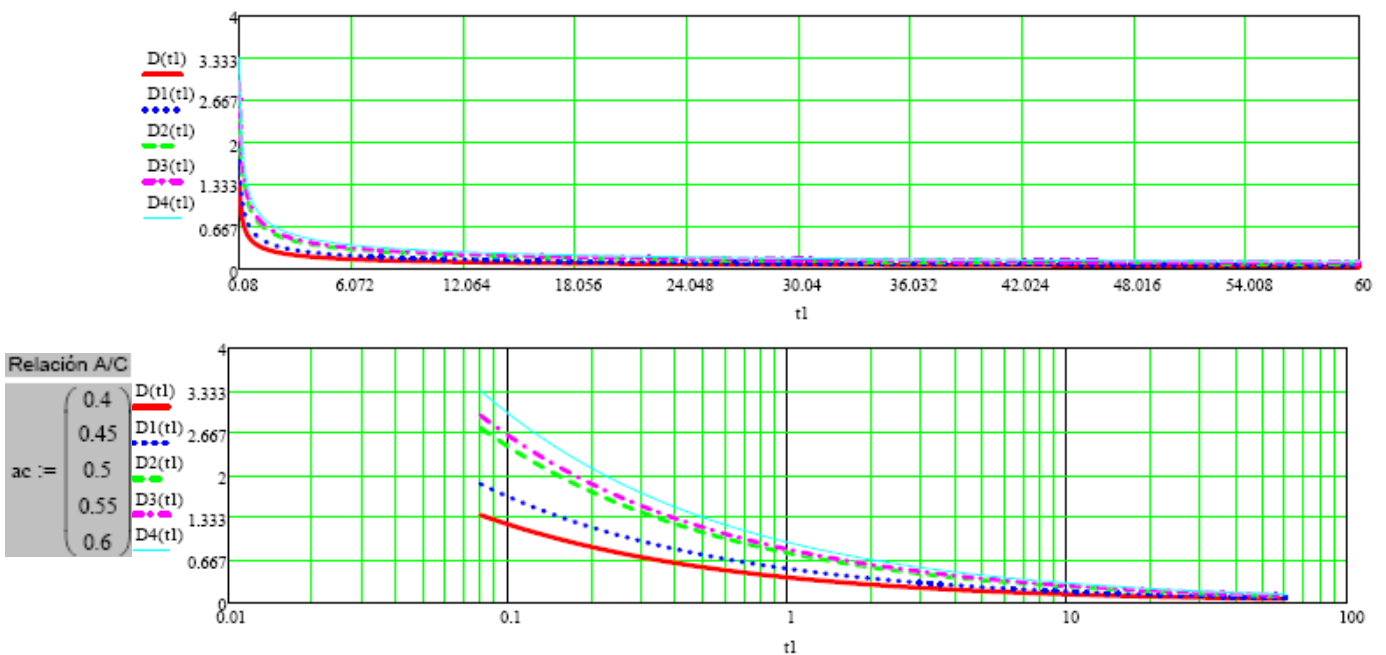


Figura. 7.17, Variación del Coef. de Difusión en el tiempo para Cemento CEM III

En estas figuras se observa perfectamente el comportamiento en el tiempo, respecto del coeficiente de difusión y relación a/c.

Una variable más diferenciadora la constituye el factor de envejecimiento "n", que la normativa presenta con un valor de 0,5 y no establece dependencia, pero que, según se ha visto en capítulos precedentes depende fundamentalmente del tipo de cemento y de sus adiciones.

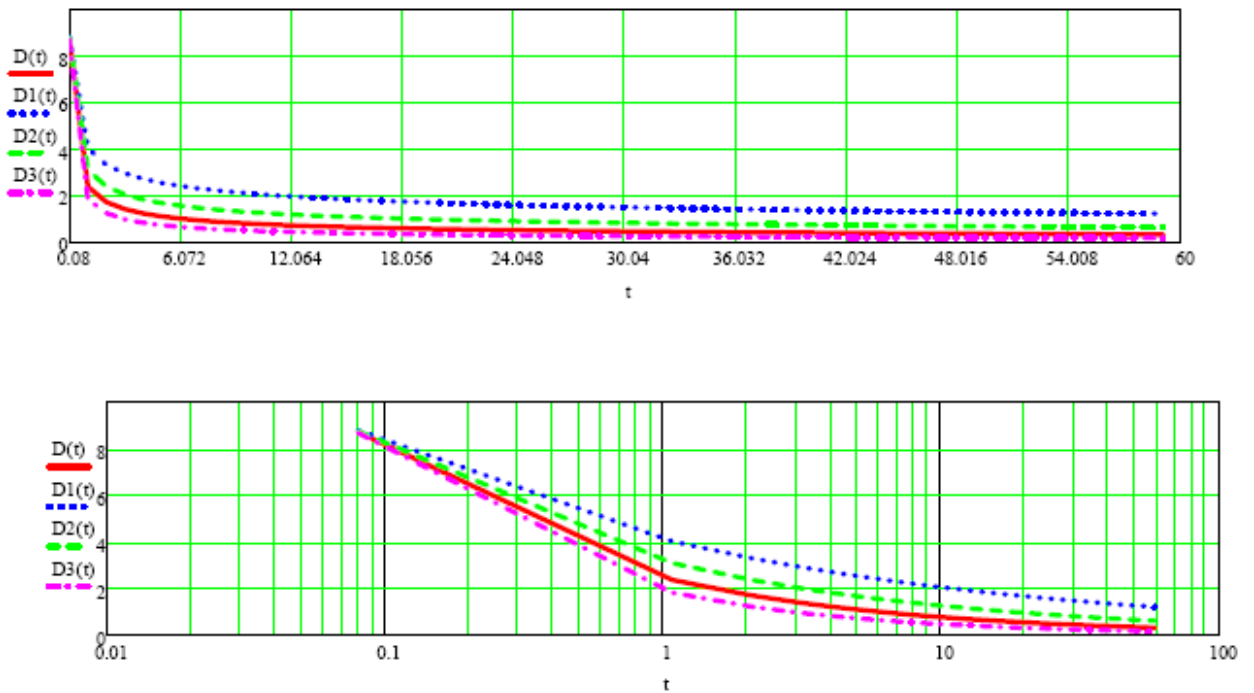


Figura. 7.18, Variación del Coef. de Difusión en el tiempo para  $n=0,3-0,4-0,5-0,6$

La figura 7.18, muestra para un determinado cemento y relación  $a/c$ , la variación del coeficiente de difusión en el tiempo, haciendo variar "n" en el rango 0,3-0,4-0,5 y 0,6. Valores éstos, que aparecen como posibles, dependiendo del tipo de cemento y adiciones, en la literatura especializada. Se observa que el coeficiente de difusión partiendo de un único valor se dispersa y al cabo de un año presenta diferencias en más del doble, en función de "n", permaneciendo casi constante tal diferencia al menos hasta los 10 años e incluso después. Nos está indicando lo importante de esta variable en todo el proceso de penetración del cloruro en el hormigón.

## 7.2.- Estudios deterministas para cada ambiente y tipo de cemento, con $C_b=0$

Se estudia en este apartado el periodo de iniciación de penetración de cloruros en el hormigón, utilizando la metodología determinista y los valores de las variables propuestas en el anejo 9º de EHE-08.

En los capítulos anteriores se ha recogido como criterio generalizado, de casi todas las referencias bibliográficas, que en la corrosión por cloruros, sobre todo en ambientes de cloruros no sumergidos, que son los casos que en edificación presentan más interés, la vida útil se debe limitar al estado límite de despasivación o desempeño de la armadura, que se corresponde con la etapa de iniciación, estableciendo para dicho estado límite un índice de fiabilidad menor que en condiciones de servicio, ya que en estos ambientes el periodo de propagación es relativamente escaso o planteado de otra forma, la velocidad de corrosión es muy alta y en poco tiempo provoca una patología que determinaría la duración de este período. Por tanto, se va a considerar como vida útil el periodo de iniciación con los matices que iremos viendo posteriormente.

Se hacen las siguientes consideraciones:

Tipos de ambientes:

- III<sub>a</sub> -500 Ambiente marino hasta 500 m. de la costa
- III<sub>b</sub> Ambiente marino permanentemente sumergido
- III<sub>c</sub> -IV Ambiente marino en zona de salpicaduras y Ambiente de cloruros de origen no marino.

Relaciones agua/cemento consideras: 0,40- 0,45-0,50-0,55

Contenidos de cemento: (300 -325-350-375-400) kg/m<sup>3</sup>

Inicialmente no se considera contenido inicial de cloruros en la masa por aporte de los materiales constitutivos del hormigón.

Se considera como valor límite de la concentración de cloruros que provoca la despasivación de la armadura (concentración crítica) 0,6% en peso de cemento.

La referencia temporal, para esta parte del análisis se ha establecido en 50 años, por ser el periodo más característico de las edificaciones de mayor interés de la tesis.

Los cálculos se han desarrollado en el anejo nº 3, y los resultados se presentan en función del recubrimiento mínimo de la armadura. El coeficiente de penetración de cloruros y los gráficos de recubrimientos-tiempo, penetración de cloruros-tiempo y perfiles teóricos de penetración de cloruros

Para el desarrollo de los cálculos se ha utilizado una aplicación informática de cálculo numérico. (Mathcad-14-2007)

La aplicación está diseñada para la resolución productiva de problemas de ingeniería y la presentación de soluciones. Desde un punto de vista más amplio, Mathcad trabaja con la mayoría de las potentes herramientas matemáticas naturales disponibles.

Mathcad proporciona todas las aplicaciones de resolución, la funcionalidad y la solidez necesarias para el cálculo, la manipulación de datos y el trabajo de diseño de ingeniería. Su interfaz hace que las funciones que suelen utilizarse sean accesibles y naturales. Al permitir que se combine texto, matemáticas y gráficos en un único entorno de hoja de trabajo, visualiza, ilustra, verifica y anota las soluciones.

Las siguientes figuras muestran, a modo de ejemplo, los resultados gráficos de los cálculos desarrollados en el anejo nº 3.

### Ambiente IIIa-500- Tipo de Cemento: CEM I

La figura 7.19 muestra como varia el recubrimiento (línea continua) y el coeficiente de penetración del cloruro (línea discontinua) en el tiempo para un hormigón con contenido de cemento de  $300 \text{ kg/m}^3$  y relación  $a/c=0,40$ . Se aprecia que para una vida útil de 50 años, se estimaría necesario un recubrimiento de 20 mm. aproximadamente, y determinaría un coeficiente de penetración de cloruros de 2,90

En la figura 7.20 se presenta el correspondiente perfil teórico de penetración de cloruros para este caso, representándose le penetración que, al cabo de 50 años, alcanza la concentración crítica de 0,6% en peso de cemento.

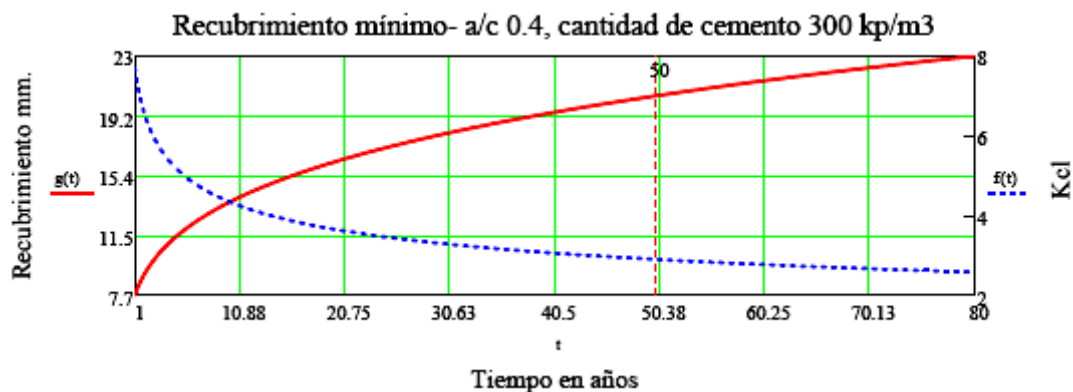


Figura. 7.19, Variación del recubrimiento y Coef. de penetración en el tiempo

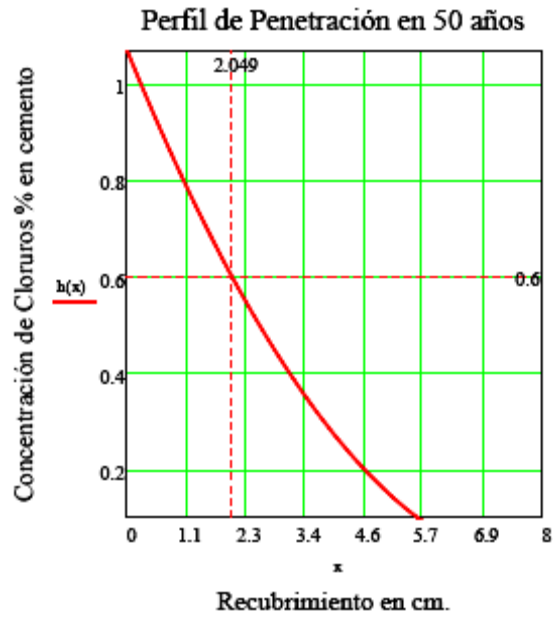


Figura. 7.20, Perfil teórico de penetración de cloruros.

Como resumen de los cálculos para todas las condiciones de contenidos de cemento y relaciones a/c, se presentan las siguientes figuras.

**Ambiente IIIa-500m. t=50 años. Tipo de Cemento CEM I.**

1º Valores de los recubrimientos en mm en función del contenido de cemento (CC) y de la relación a/c.

		A/C 0,40 - 0,45 - 0,50 - 0,55			
CC :=	(300)	(20.49	21.72	27.30	30.48)
	325	(18.01	19.10	23.99	26.80)
	350	(15.62	16.56	20.82	23.25)
	375	(13.32	14.12	17.75	19.82)
	400	(11.10	11.76	14.78	16.51)

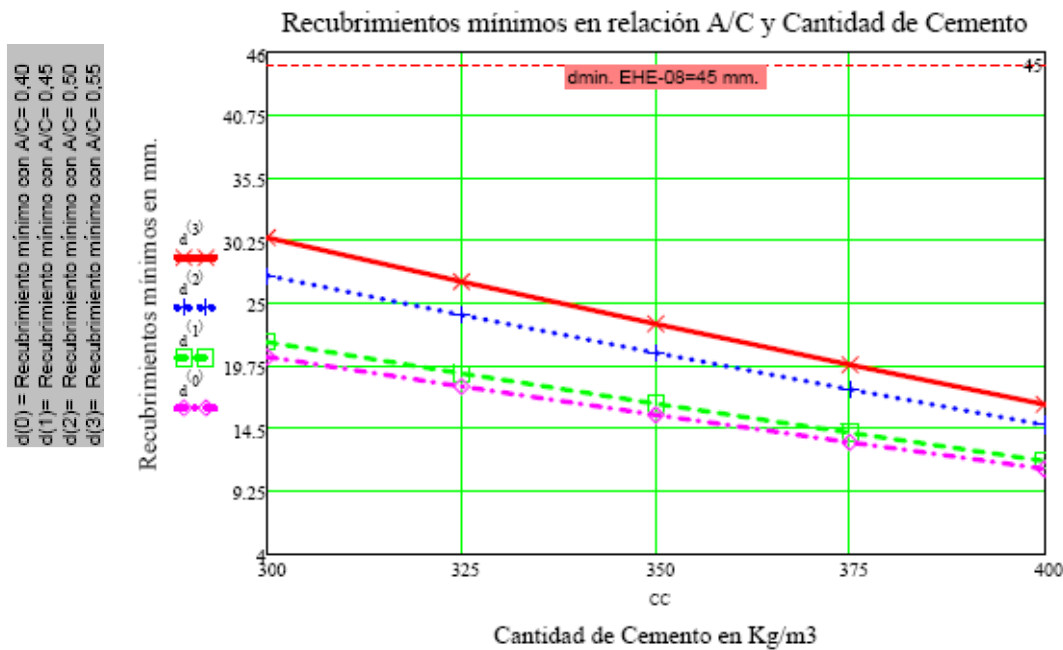


Figura. 7.21, Recubrimientos mínimos en relación al contenido de cemento y a/c

Es interesante, debido a la proporcionalidad, establecer la máxima pendiente de las relaciones de la figura 7.21, para comprobar la dependencia de cada relación a/c del contenido de cements.

Así si comparamos, por ejemplo, que para la relación a/c=0,40, la variación del contenido de cemento supone una variación de 9,39 mm. en el recubrimiento.

Pendientes en milímetros

$$(d^{(0)})_0 - (d^{(0)})_4 = 9.39$$

$$(d^{(1)})_0 - (d^{(1)})_4 = 9.96$$

Lo mismo para la relación a/c= 0,45 supone 9,96 mm.  
 para la relación a/c= 0,50 supone 12,52 mm.  
 para la relación a/c= 0,55 supone 13,97 mm.

$$(d^{(2)})_0 - (d^{(2)})_4 = 12.52$$

$$(d^{(3)})_0 - (d^{(3)})_4 = 13.97$$

2º Ejemplo de cálculo de penetración de cloruros para este ambiente y tipo de cemento. El resto de cálculos de coeficientes de penetración para los demás ambientes y tipos de cementos se pueden ver en el anejo nº3 de esta tesis.

	A/C	0,40	-0,45	-0,50	-0,55
CC :-	( 300 )	( 2,90	3,07	3,86	4,31 )
	( 325 )	( 2,54	2,70	3,39	3,79 )
	( 350 )	( 2,21	2,34	2,94	3,29 )
	( 375 )	( 1,88	2,00	2,51	2,80 )
	( 400 )	( 1,57	1,66	2,10	2,35 )

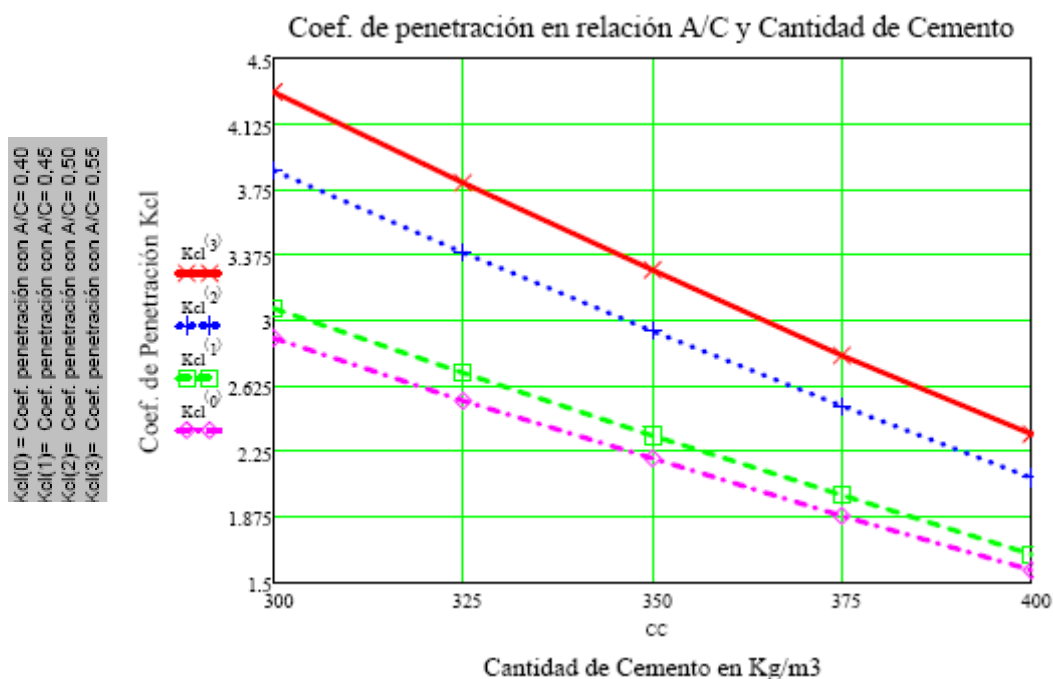


Figura. 7.22, Penetración de cloruros en relación al contenido de cemento y a/c

$$(Kcl^{(0)})_0 - (Kcl^{(0)})_4 = 1.33$$

$$(Kcl^{(1)})_0 - (Kcl^{(1)})_4 = 1.41$$

$$(Kcl^{(2)})_0 - (Kcl^{(2)})_4 = 1.76$$

$$(Kcl^{(3)})_0 - (Kcl^{(3)})_4 = 1.96$$



**Ambiente IIIa-500m. t=50 años. Tipo de Cemento CEM II/A-V.**

1º Valores de los recubrimientos en mm en función del contenido de cemento (CC) y de la relación a/c.

		A/C 0,40 - 0,45 - 0,50 - 0,55			
CC :=	(300)	16.25	18.04	20.60	22.67
	325	14.29	15.86	18.11	19.93
	350	12.39	13.76	15.71	17.29
	375	10.57	11.73	13.39	14.74
	400	8.80	9.77	11.16	12.28

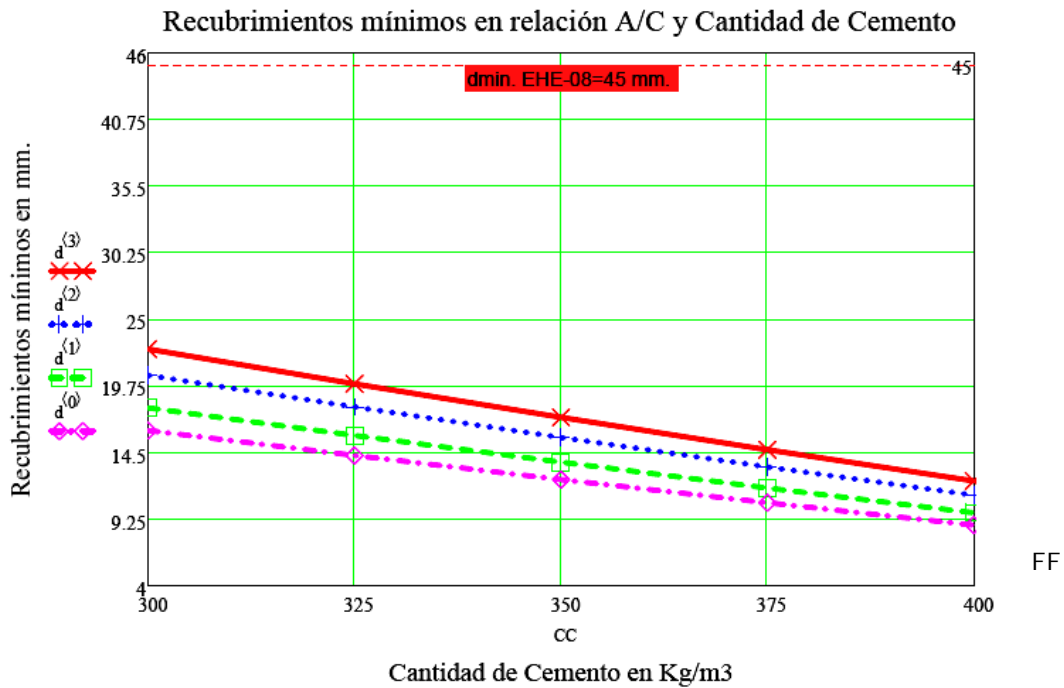


Figura. 7.23, Recubrimientos mínimos en relación al contenido de cemento y a/c

Máximas pendientes de las relaciones de la figura 7.23, para comprobar la dependencia de cada relación a/c del contenido de cementos.

Comparando, por ejemplo, que para la relación a/c=0,40, la variación del contenido de cemento supone una variación de 7,45 mm., en el recubrimiento.  $(d^{(0)})_0 - (d^{(0)})_4 = 7.45$

Lo mismo para la relación a/c= 0,45 supone 8,27 mm.

para la relación a/c= 0,50 supone 9,44 mm.

para la relación a/c= 0,55 supone 10,39 mm.

$$(d^{(1)})_0 - (d^{(1)})_4 = 8.27$$

$$(d^{(2)})_0 - (d^{(2)})_4 = 9.44$$

$$(d^{(3)})_0 - (d^{(3)})_4 = 10.39$$

**Ambiente IIIa-500m. t=50 años. Tipo de Cemento CEM III.**

1º Valores de los recubrimientos en mm en función del contenido de cemento (CC) y de la relación a/c.

		A/C 0,40 - 0,45 - 0,50 - 0,55			
CC :-	(300)	(8.13	9.47	11.49	11.90)
	(325)	(7.14	8.32	10.10	10.46)
	(350)	(6.20	7.22	8.76	9.07)
	(375)	(5.28	6.16	7.47	7.74)
	(400)	(4.40	5.13	6.22	6.44)

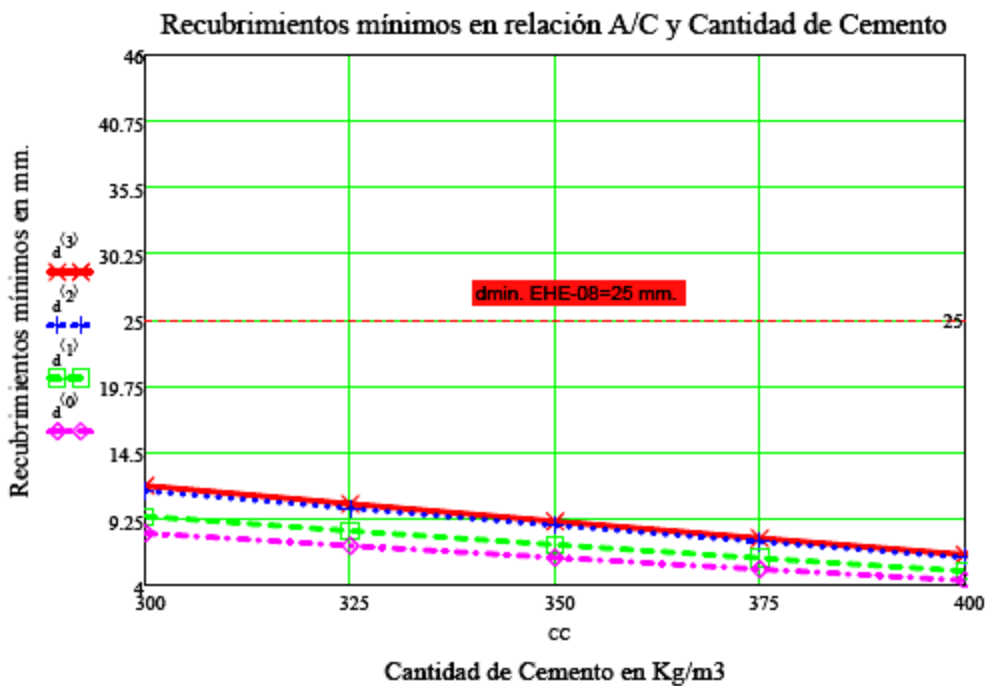


Figura. 7.25, Recubrimientos mínimos en relación al contenido de cemento y a/c

Máximas pendientes de las relaciones de la figura 7.25, para comprobar la dependencia de cada relación a/c del contenido de cements.

Comparando, por ejemplo, que para la relación a/c=0,40, la variación del contenido de cemento supone una variación de 3,73 mm., en el recubrimiento.

Lo mismo para la relación a/c= 0,45 supone 4,43 mm.

para la relación a/c= 0,50 supone 5,27 mm.

para la relación a/c= 0,55 supone 5,46 mm.

$$(d^{(0)})_0 - (d^{(0)})_4 = 3.73$$

$$(d^{(1)})_0 - (d^{(1)})_4 = 4.34$$

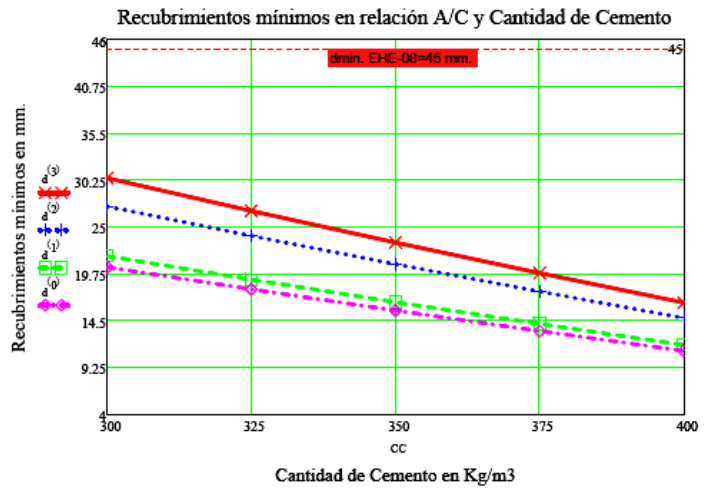
$$(d^{(2)})_0 - (d^{(2)})_4 = 5.27$$

$$(d^{(3)})_0 - (d^{(3)})_4 = 5.46$$

Resumen del análisis comparativo para el Ambiente IIIa-500.

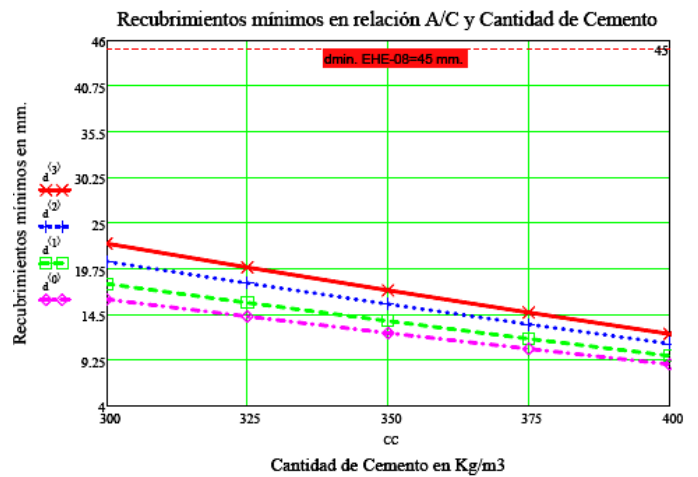
Cemento tipo CEM I.

		A/C 0,40 - 0,45 - 0,50 - 0,55			
CC :-	300	20.49	21.72	27.30	30.48
	325	18.01	19.10	23.99	26.80
	350	15.62	16.56	20.82	23.25
	375	13.32	14.12	17.75	19.82
	400	11.10	11.76	14.78	16.51



Cemento tipo CEM II/A-V

		A/C 0,40 - 0,45 - 0,50 - 0,55			
CC :-	300	16.25	18.04	20.60	22.67
	325	14.29	15.86	18.11	19.93
	350	12.39	13.76	15.71	17.29
	375	10.57	11.73	13.39	14.74
	400	8.80	9.77	11.16	12.28



Cemento tipo CEM III

		A/C 0,40 - 0,45 - 0,50 - 0,55			
CC :-	300	8.13	9.47	11.49	11.90
	325	7.14	8.32	10.10	10.46
	350	6.20	7.22	8.76	9.07
	375	5.28	6.16	7.47	7.74
	400	4.40	5.13	6.22	6.44

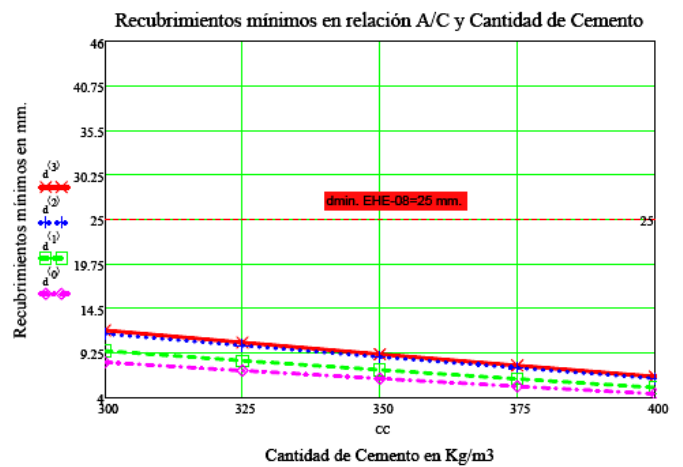


Figura.7.27, Estado comparativo de los recubrimientos para el ambiente III a-500 en función del tipo de cemento

**Ambiente IIIb. t=50 años. Tipo de Cemento CEM I.**

1º Valores de los recubrimientos en mm en función del contenido de cemento (CC) y de la relación a/c.

		A/C 0,40 - 0,45 - 0,50 - 0,55			
CC :-	(300)	54.43	57.69	72.52	80.98
	325	53.33	56.54	71.06	79.35
	350	52.28	55.42	69.66	77.78
	375	51.27	54.34	68.31	76.27
	400	50.29	53.30	67.00	74.82

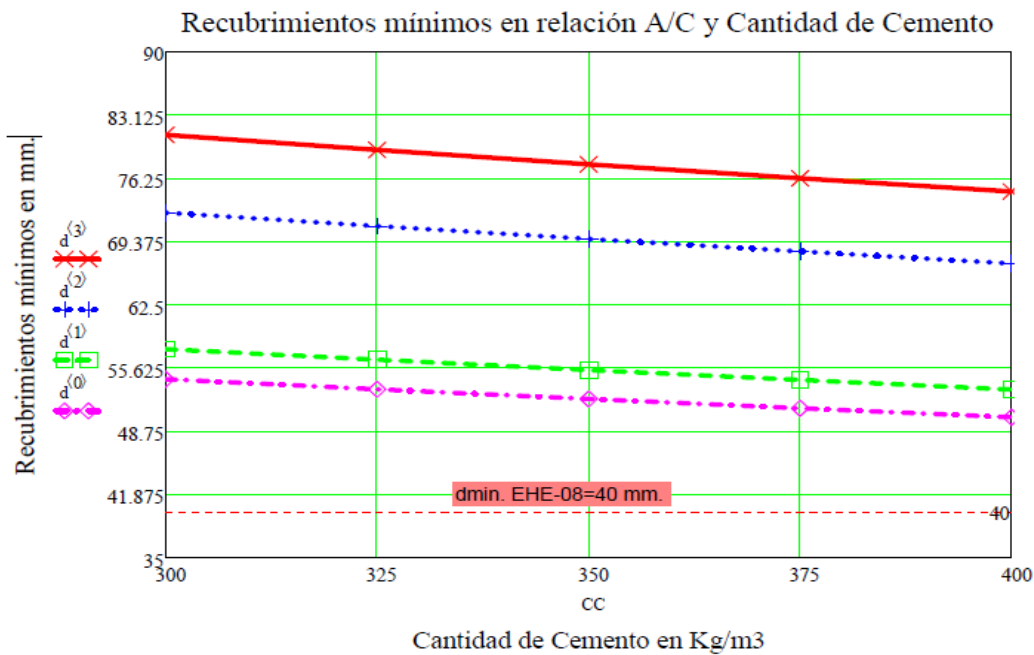


Figura. 7.28, Recubrimientos mínimos en relación al contenido de cemento y a/c

Máximas pendientes de las relaciones de la figura 7.28, para comprobar la dependencia de cada relación a/c del contenido de cements.

Comparando, por ejemplo, que para la relación a/c=0,40, la variación del contenido de cemento supone una variación de 4.14 mm., en el recubrimiento.

$$(d^{(0)})_0 - (d^{(0)})_4 = 4.14$$

Lo mismo para la relación a/c= 0,45 supone 4.39 mm.

$$(d^{(1)})_0 - (d^{(1)})_4 = 4.39$$

para la relación a/c= 0,50 supone 5.52 mm.

$$(d^{(2)})_0 - (d^{(2)})_4 = 5.52$$

para la relación a/c= 0,55 supone 6.16 mm.

$$(d^{(3)})_0 - (d^{(3)})_4 = 6.16$$

**Ambiente IIIb. t=50 años. Tipo de Cemento CEM II.**

1º Valores de los recubrimientos en mm en función del contenido de cemento (CC) y de la relación a/c.

		A/C 0,40 - 0,45 - 0,50 - 0,55			
CC :-	300	43.17	47.92	54.73	60.23
	325	42.31	46.96	53.63	59.02
	350	41.47	46.04	52.57	57.86
	375	40.67	45.14	51.56	56.74
	400	39.89	44.28	50.57	55.65

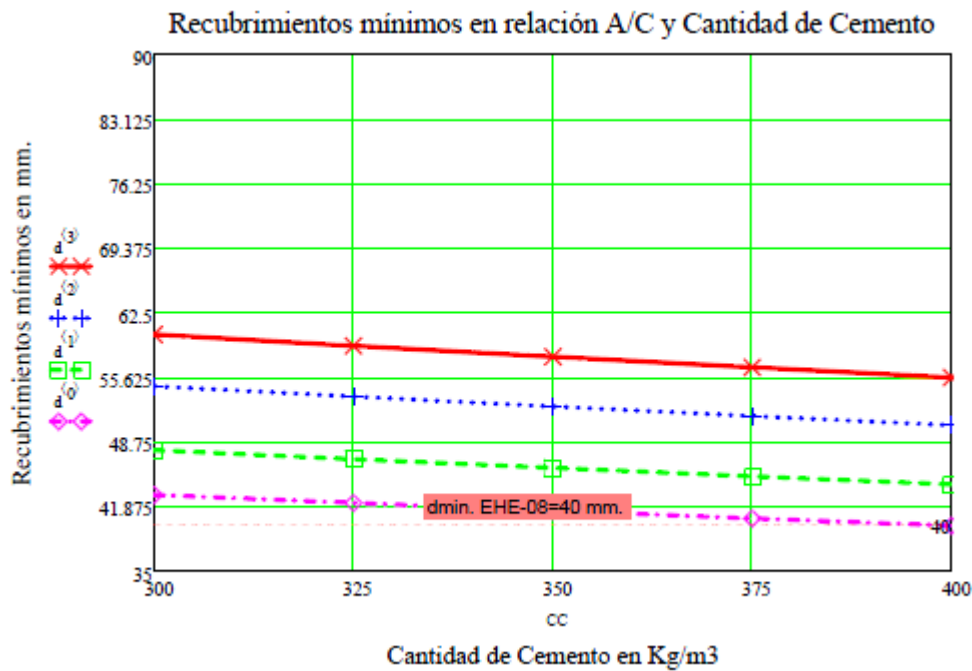


Figura. 7.30, Recubrimientos mínimos en relación al contenido de cemento y a/c

Máximas pendientes de las relaciones de la figura 7.30, para comprobar la dependencia de cada relación a/c del contenido de cements.

Comparando, por ejemplo, que para la relación a/c=0,40, la variación del contenido de cemento supone una variación de 3.28 mm., en el recubrimiento.

Lo mismo para la relación a/c= 0,45 supone 3.64 mm.

para la relación a/c= 0,50 supone 4.16 mm.

para la relación a/c= 0,55 supone 4.58 mm.

$$(d^{(0)})_0 - (d^{(0)})_4 = 3.28$$

$$(d^{(1)})_0 - (d^{(1)})_4 = 3.64$$

$$(d^{(2)})_0 - (d^{(2)})_4 = 4.16$$

$$(d^{(3)})_0 - (d^{(3)})_4 = 4.58$$

**Ambiente IIIb. t=50 años. Tipo de Cemento CEM III.**

1º Valores de los recubrimientos en mm en función del contenido de cemento (CC) y de la relación a/c.

		A/C 0,40 - 0,45 - 0,50 - 0,55			
CC :-	(300)	21.59	25.15	30.53	31.60
	325	21.15	24.64	29.92	30.97
	350	20.74	24.16	29.33	30.35
	375	20.33	23.69	28.76	29.77
	400	19.94	23.23	28.21	29.20

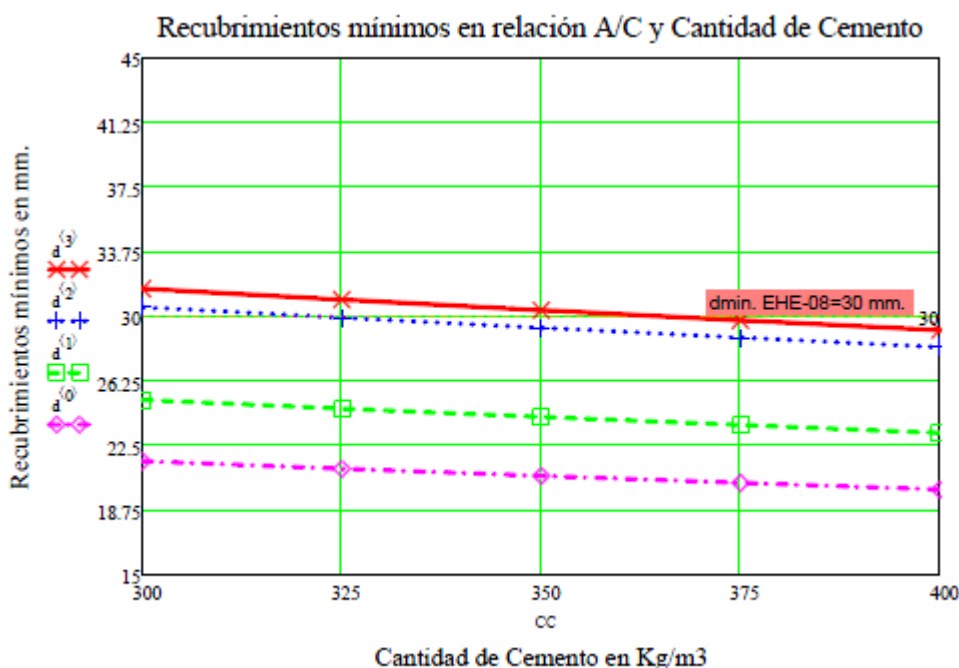


Figura. 7.32, Recubrimientos mínimos en relación al contenido de cemento y a/c

Máximas pendientes de las relaciones de la figura 7.32, para comprobar la dependencia de cada relación a/c del contenido de cements.

Comparando, por ejemplo, que para la relación a/c=0,40, la variación del contenido de cemento supone una variación de 1.65 mm., en el recubrimiento.

Lo mismo para la relación a/c= 0,45 supone 1.92 mm.  
 para la relación a/c= 0,50 supone 2.32 mm.  
 para la relación a/c= 0,55 supone 2.4 mm.

$$(d^{(0)})_0 - (d^{(0)})_4 = 1.65$$

$$(d^{(1)})_0 - (d^{(1)})_4 = 1.92$$

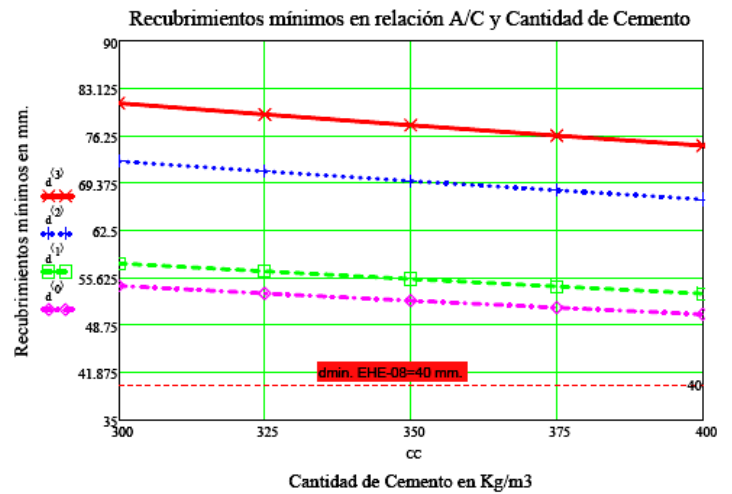
$$(d^{(2)})_0 - (d^{(2)})_4 = 2.32$$

$$(d^{(3)})_0 - (d^{(3)})_4 = 2.4$$

Resumen del análisis comparativo para el Ambiente IIIb.

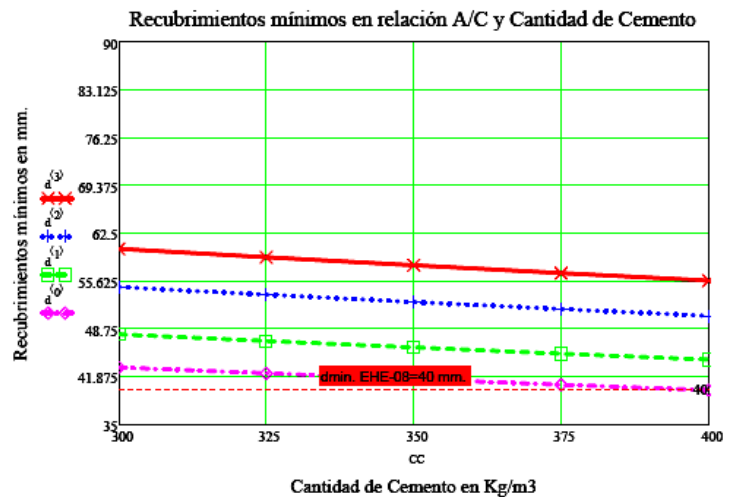
Cemento tipo CEM I.

		A/C 0,40 - 0,45 - 0,50 - 0,55			
CC :-	(300)	(54.43	57.69	72.52	80.98)
	(325)	(53.33	56.54	71.06	79.35)
	(350)	(52.28	55.42	69.66	77.78)
	(375)	(51.27	54.34	68.31	76.27)
	(400)	(50.29	53.30	67.00	74.82)



Cemento tipo CEM II/A-V

		A/C 0,40 - 0,45 - 0,50 - 0,55			
CC :-	(300)	(43.17	47.92	54.73	60.23)
	(325)	(42.31	46.96	53.63	59.02)
	(350)	(41.47	46.04	52.57	57.86)
	(375)	(40.67	45.14	51.56	56.74)
	(400)	(39.89	44.28	50.57	55.65)



Cemento tipo CEM III

		A/C 0,40 - 0,45 - 0,50 - 0,55			
CC :-	(300)	(21.59	25.15	30.53	31.60)
	(325)	(21.15	24.64	29.92	30.97)
	(350)	(20.74	24.16	29.33	30.35)
	(375)	(20.33	23.69	28.76	29.77)
	(400)	(19.94	23.23	28.21	29.20)

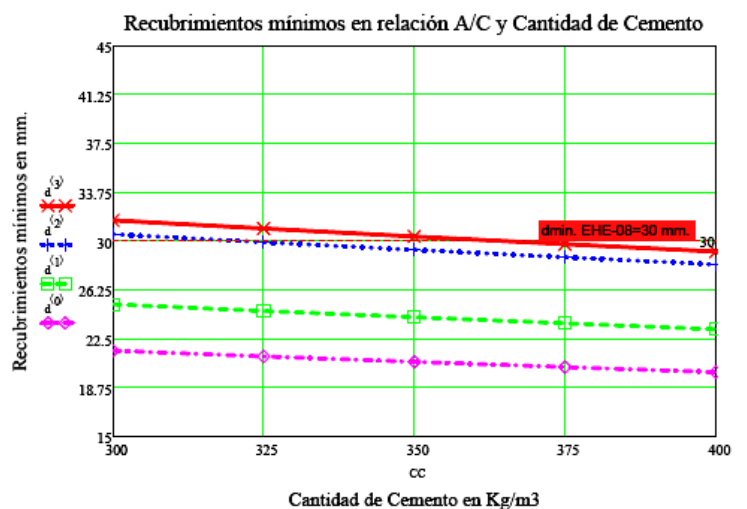


Figura.7.34, Estado comparativo de los recubrimientos para el ambiente III b en función del tipo de cemento

**Ambiente IIIc. t=50 años. Tipo de Cemento CEM I.**

1º Valores de los recubrimientos en mm en función del contenido de cemento (CC) y de la relación a/c.

		A/C 0,40 - 0,45 - 0,50 - 0,55			
CC :=	(300)	49.07	52.02	65.39	73.01
	325	47.76	50.63	63.64	71.06
	350	46.50	49.29	61.96	69.18
	375	45.28	48.00	60.33	67.37
	400	44.10	46.75	58.77	65.62

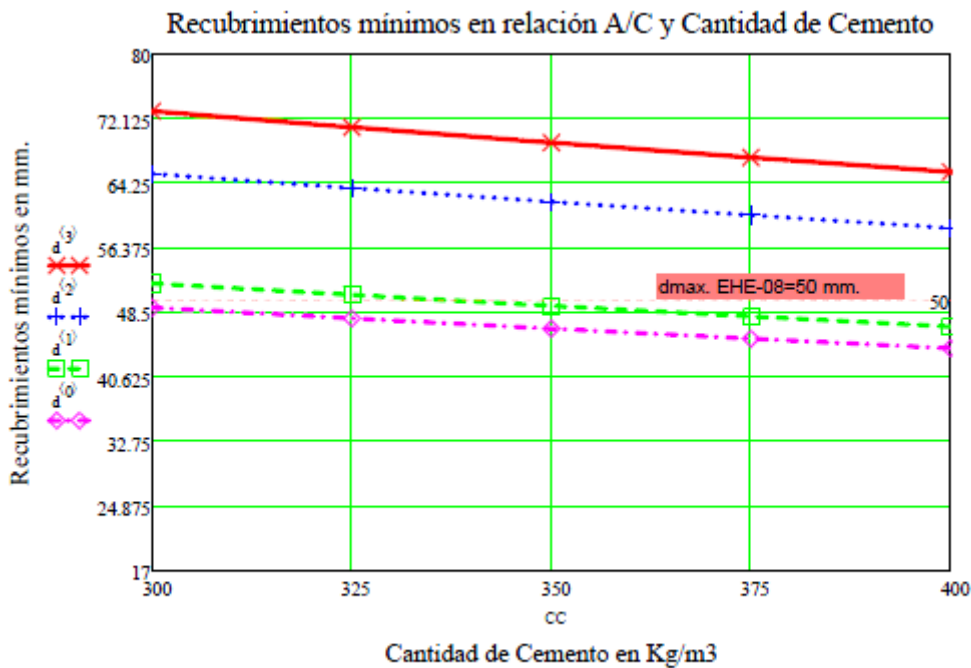


Figura. 7.35, Recubrimientos mínimos en relación al contenido de cemento y a/c

Máximas pendientes de las relaciones de la figura 2.35, para comprobar la dependencia de cada relación a/c del contenido de cements.

Comparando, por ejemplo, que para la relación a/c=0,40, la variación del contenido de cemento supone una variación de 4.97 mm., en el recubrimiento.

Lo mismo para la relación a/c= 0,45 supone 5.27 mm.  
 para la relación a/c= 0,50 supone 6.62 mm.  
 para la relación a/c= 0,55 supone 7.39 mm.

$$(d^{(0)})_0 - (d^{(0)})_4 = 4.97$$

$$(d^{(1)})_0 - (d^{(1)})_4 = 5.27$$

$$(d^{(2)})_0 - (d^{(2)})_4 = 6.62$$

$$(d^{(3)})_0 - (d^{(3)})_4 = 7.39$$



**Ambiente IIIc. t=50 años. Tipo de Cemento CEM II.**

1º Valores de los recubrimientos en mm en función del contenido de cemento (CC) y de la relación a/c.

		A/C 0,40 - 0,45 - 0,50 - 0,55			
CC :-	(300)	(38.93	43.21	49.35	54.31)
	325	37.89	42.06	48.03	52.86)
	350	36.89	40.94	46.76	51.46)
	375	35.92	39.87	45.54	50.11)
	400	34.99	38.83	44.35	48.81)

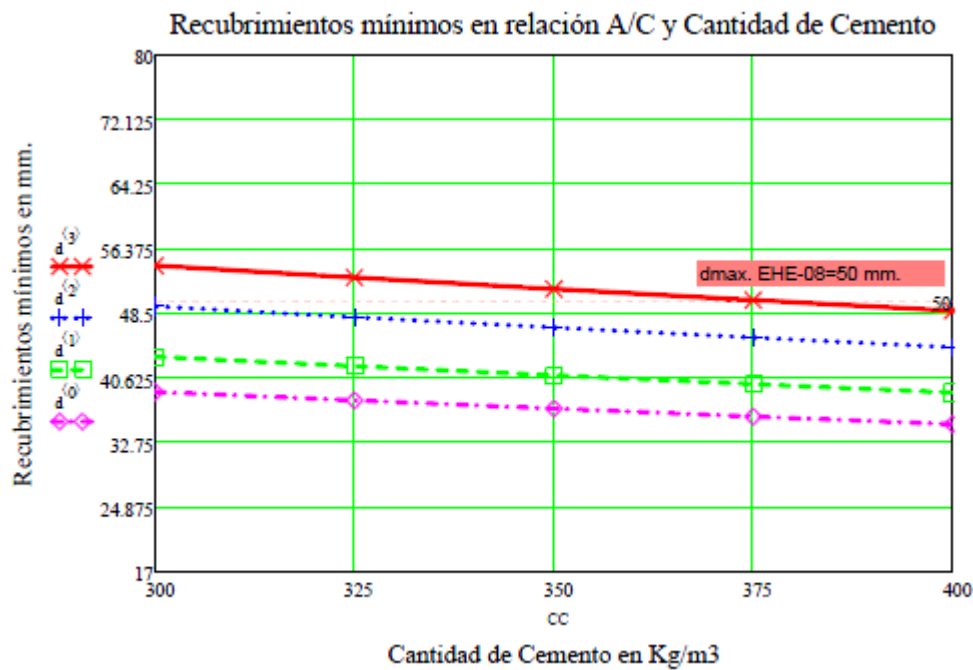


Figura. 7.37, Recubrimientos mínimos en relación al contenido de cemento y a/c

Máximas pendientes de las relaciones de la figura 7.37, para comprobar la dependencia de cada relación a/c del contenido de cements.

Comparando, por ejemplo, que para la relación a/c=0,40, la variación del contenido de cemento supone una variación de 3.94 mm., en el recubrimiento.

Lo mismo para la relación a/c= 0,45 supone 4.38 mm.

para la relación a/c= 0,50 supone 5 mm.

para la relación a/c= 0,55 supone 5.5 mm.

$$(d^{(0)})_0 - (d^{(0)})_4 = 3.94$$

$$(d^{(1)})_0 - (d^{(1)})_4 = 4.38$$

$$(d^{(2)})_0 - (d^{(2)})_4 = 5$$

$$(d^{(3)})_0 - (d^{(3)})_4 = 5.5$$

**Ambiente IIIc. t=50 años. Tipo de Cemento CEM III.**

1º Valores de los recubrimientos en mm en función del contenido de cemento (CC) y de la relación a/c.

		A/C 0,40 - 0,45 - 0,50 - 0,55			
CC :=	(300)	(19.46	22.64	27.53	28.49)
	325	18.94	22.07	26.79	27.73)
	350	18.44	21.48	26.08	27.00)
	375	17.96	20.92	25.40	26.29)
	400	17.49	20.38	24.74	25.61)

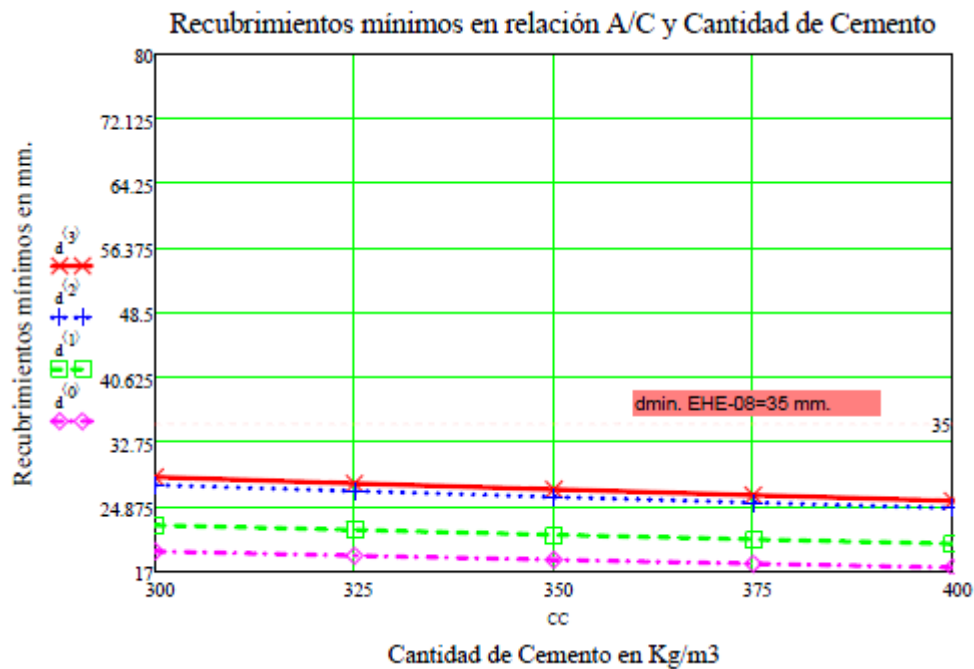


Figura. 7.39, Recubrimientos mínimos en relación al contenido de cemento y a/c

Máximas pendientes de las relaciones de la figura 7.39, para comprobar la dependencia de cada relación a/c del contenido de cementos.

Comparando, por ejemplo, que para la relación a/c=0,40, la variación del contenido de cemento supone una variación de 1.97 mm., en el recubrimiento.

Lo mismo para la relación a/c= 0,45 supone 2.26 mm.  $(d^{(0)})_0 - (d^{(0)})_4 = 1.97$

para la relación a/c= 0,50 supone 2.79 mm.  $(d^{(1)})_0 - (d^{(1)})_4 = 2.26$

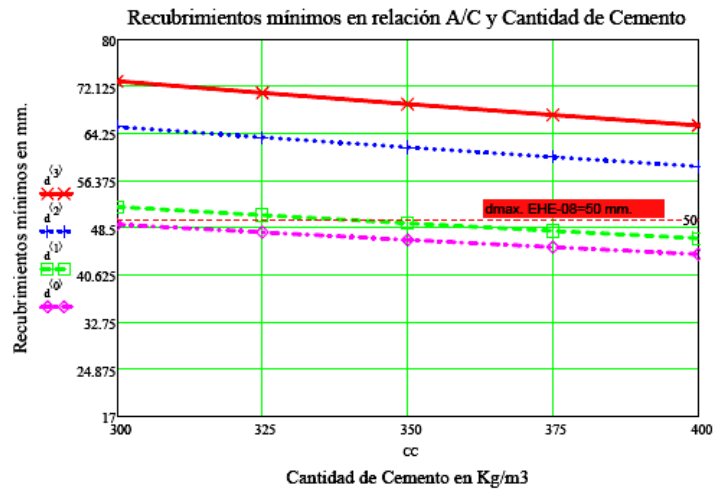
$$(d^{(2)})_0 - (d^{(2)})_4 = 2.79$$

$$(d^{(3)})_0 - (d^{(3)})_4 = 2.88$$

## Resumen del análisis comparativo para el Ambiente IIIc y IV

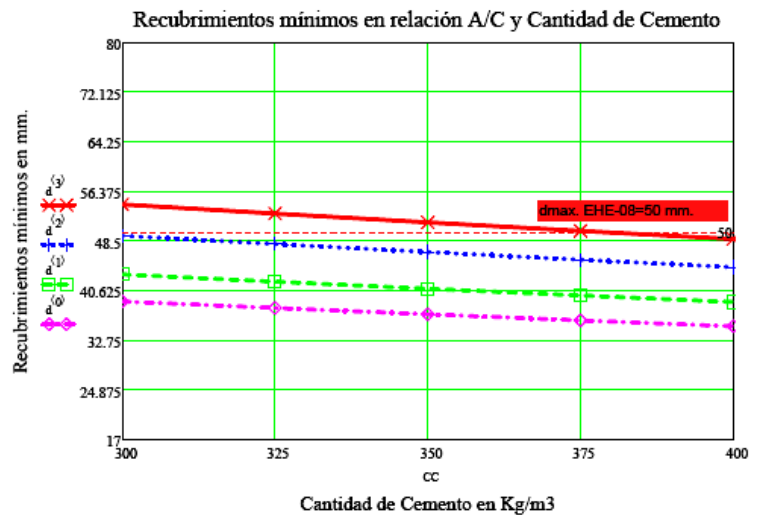
### Cemento tipo CEM I.

		A/C 0,40 - 0,45 - 0,50 - 0,55			
CC :-	(300)	49.07	52.02	65.39	73.01
	325	47.76	50.63	63.64	71.06
	350	46.50	49.29	61.96	69.18
	375	45.28	48.00	60.33	67.37
	(400)	44.10	46.75	58.77	65.62



### Cemento tipo CEM II/A-V

		A/C 0,40 - 0,45 - 0,50 - 0,55			
CC :-	(300)	38.93	43.21	49.35	54.31
	325	37.89	42.06	48.03	52.86
	350	36.89	40.94	46.76	51.46
	375	35.92	39.87	45.54	50.11
	(400)	34.99	38.83	44.35	48.81



### Cemento tipo CEM III

		A/C 0,40 - 0,45 - 0,50 - 0,55			
CC :-	(300)	19.46	22.64	27.53	28.49
	325	18.94	22.07	26.79	27.73
	350	18.44	21.48	26.08	27.00
	375	17.96	20.92	25.40	26.29
	(400)	17.49	20.38	24.74	25.61

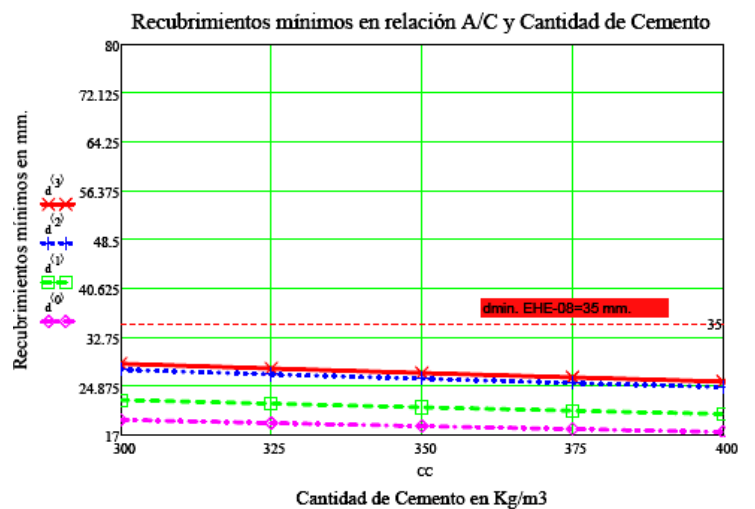


Figura.7.41, Estado comparativo de los recubrimientos para el ambiente IIIc y IV en función del tipo de cemento

**7.3.- Estudios deterministas para cada ambiente y tipo de cemento, con  $C_b=0,4\%$  en cemento**

**Ambiente IIIa-500m.  $t=50$  años. Tipo de Cemento CEM I.**

1º Valores de los recubrimientos en mm en función del contenido de cemento (CC) y de la relación a/c.

		A/C 0,40 - 0,45 - 0,50 - 0,55			
CC :-	(300)	(36.9	39.2	49.2	55.0)
	325	(33.9	36.0	45.2	50.5)
	350	(30.8	32.7	41.1	45.9)
	375	(27.6	29.2	36.7	41.0)
	(400)	(24.1	25.6	32.2	35.9)

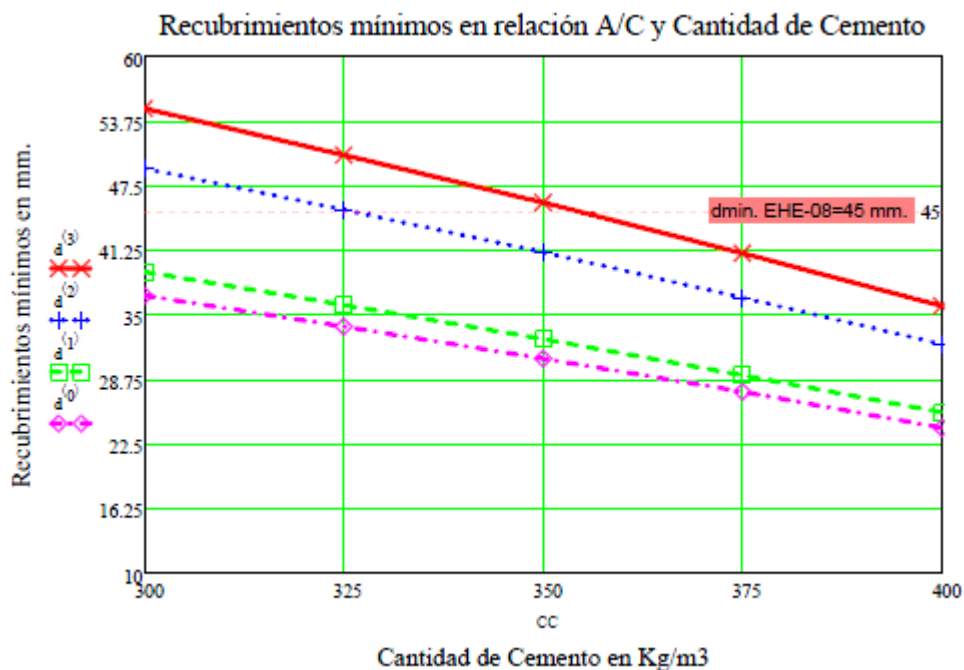


Figura. 7.42, Recubrimientos mínimos en relación al contenido de cemento y a/c

Máximas pendientes de las relaciones de la figura 7.42, para comprobar la dependencia de cada relación a/c del contenido de cementos.

Comparando, por ejemplo, que para la relación a/c=0,40, la variación del contenido de cemento supone una variación de 12.8 mm., en el recubrimiento.

$$(d^{(0)})_0 - (d^{(0)})_4 = 12.8$$

Lo mismo para la relación a/c= 0,45 supone 13.6 mm.

$$(d^{(1)})_0 - (d^{(1)})_4 = 13.6$$

para la relación a/c= 0,50 supone 17 mm.

$$(d^{(2)})_0 - (d^{(2)})_4 = 17$$

para la relación a/c= 0,55 supone 19.1 mm.

$$(d^{(3)})_0 - (d^{(3)})_4 = 19.1$$

**Ambiente IIIa-500m. t=50 años. Tipo de Cemento CEM II.**

1º Valores de los recubrimientos en mm en función del contenido de cemento (CC) y de la relación a/c.

		A/C 0,40 - 0,45 - 0,50 - 0,55			
CC :-	(300)	29.8	32.5	37.1	40.9
	325	27.4	29.9	34.1	37.6
	350	24.9	27.2	31.0	34.1
	375	22.3	24.3	27.7	30.5
	(400)	19.5	21.2	24.3	26.7

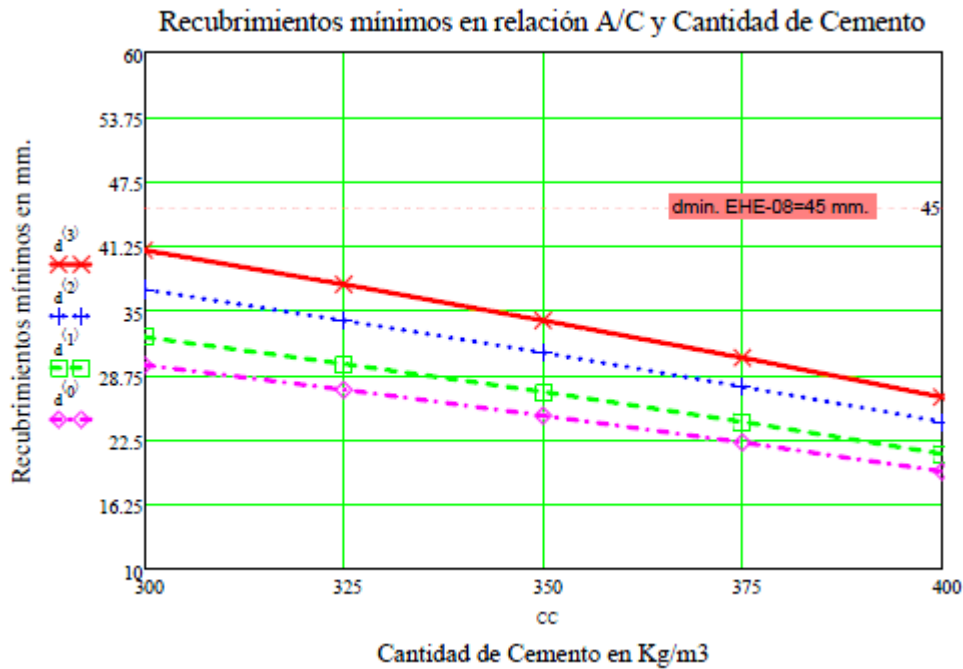


Figura. 7.44, Recubrimientos mínimos en relación al contenido de cemento y a/c

Máximas pendientes de las relaciones de la figura 7.44, para comprobar la dependencia de cada relación a/c del contenido de cements.

Comparando, por ejemplo, que para la relación a/c=0,40, la variación del contenido de cemento supone una variación de 10.3mm., en el recubrimiento.

Lo mismo para la relación a/c= 0,45 supone 11.3 mm.  $(d^{(0)})_0 - (d^{(0)})_4 = 10.3$

para la relación a/c= 0,50 supone 12.8 mm.  $(d^{(1)})_0 - (d^{(1)})_4 = 11.3$

para la relación a/c= 0,55 supone 14.2 mm.  $(d^{(2)})_0 - (d^{(2)})_4 = 12.8$

$(d^{(3)})_0 - (d^{(3)})_4 = 14.2$

**Ambiente IIIa-500m. t=50 años. Tipo de Cemento CEM III.**

1º Valores de los recubrimientos en mm en función del contenido de cemento (CC) y de la relación a/c.

		A/C 0,40 - 0,45 - 0,50 - 0,55			
CC :-	(300)	(14.6	17.1	20.7	21.4)
	325	13.5	15.7	19.0	19.7)
	350	12.2	14.2	17.3	17.9)
	375	10.9	12.7	15.5	16.0)
	(400)	(9.6	11.1	13.5	14.0)

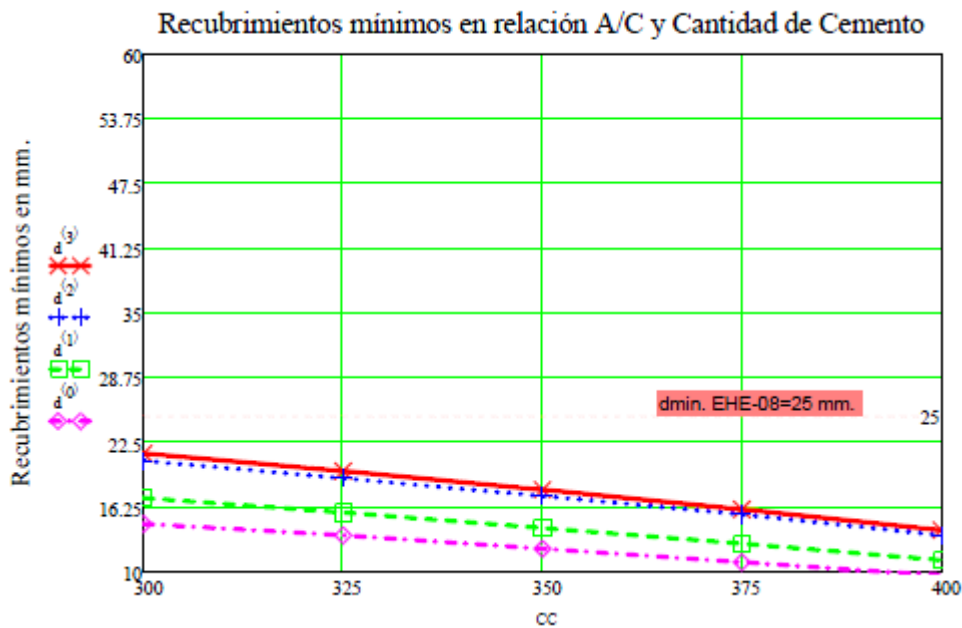


Figura. 7.46, Recubrimientos mínimos en relación al contenido de cemento y a/c

Máximas pendientes de las relaciones de la figura 7.46, para comprobar la dependencia de cada relación a/c del contenido de cementos.

Comparando, por ejemplo, que para la relación a/c=0,40, la variación del contenido de cemento supone una variación de 5 mm., en el recubrimiento.

$$(d^{(0)})_0 - (d^{(0)})_4 = 5$$

Lo mismo para la relación a/c= 0,45 supone 6 mm.

$$(d^{(1)})_0 - (d^{(1)})_4 = 6$$

para la relación a/c= 0,50 supone 7.2 mm.

$$(d^{(2)})_0 - (d^{(2)})_4 = 7.2$$

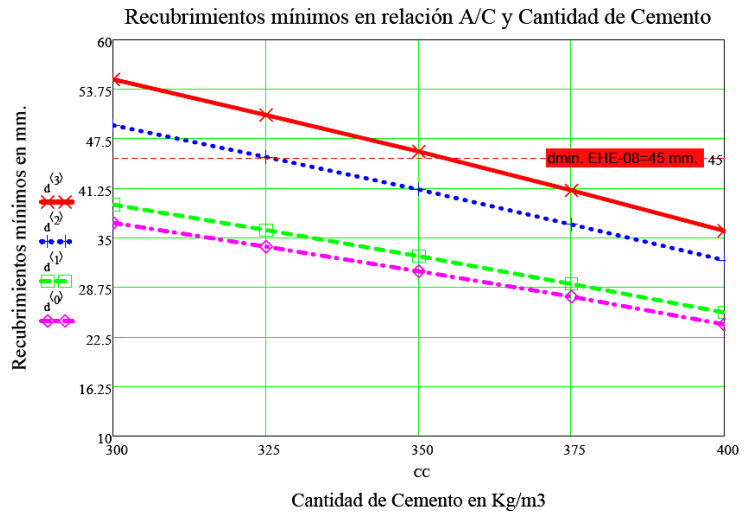
para la relación a/c= 0,55 supone 7.4 mm.

$$(d^{(3)})_0 - (d^{(3)})_4 = 7.4$$

Resumen del análisis comparativo para el Ambiente IIIa-500 y  $C_b=0,4\%$

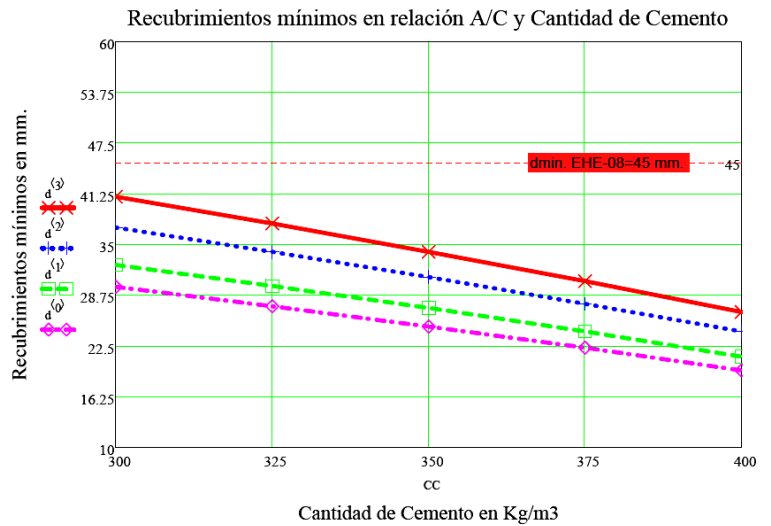
Cemento tipo CEM I.

		A/C 0,40 - 0,45 - 0,50 - 0,55			
CC :=	300	36.9	39.2	49.2	55.0
	325	33.9	36.0	45.2	50.5
	350	30.8	32.7	41.1	45.9
	375	27.6	29.2	36.7	41.0
	400	24.1	25.6	32.2	35.9



Cemento tipo CEM II/A-V.

		A/C 0,40 - 0,45 - 0,50 - 0,55			
CC :=	300	29.8	32.5	37.1	40.9
	325	27.4	29.9	34.1	37.6
	350	24.9	27.2	31.0	34.1
	375	22.3	24.3	27.7	30.5
	400	19.5	21.2	24.3	26.7



Cemento tipo CEM III.

		A/C 0,40 - 0,45 - 0,50 - 0,55			
CC :=	300	14.6	17.1	20.7	21.4
	325	13.5	15.7	19.0	19.7
	350	12.2	14.2	17.3	17.9
	375	10.9	12.7	15.5	16.0
	400	9.6	11.1	13.5	14.0

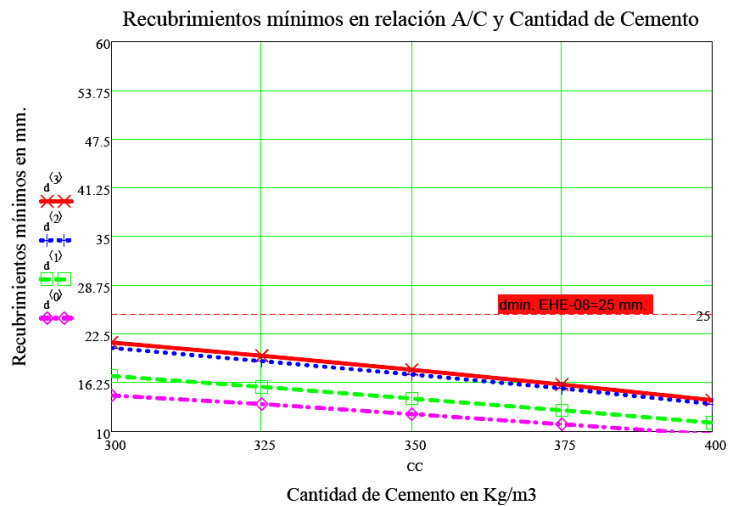


Fig.7.48, Estado comparativo de los recubrimientos para el ambiente IIIa-500 en función del tipo de cemento

**Ambiente IIIc-IV. t=50 años. Tipo de Cemento CEM I.**

1º Valores de los recubrimientos en mm en función del contenido de cemento (CC) y de la relación a/c.

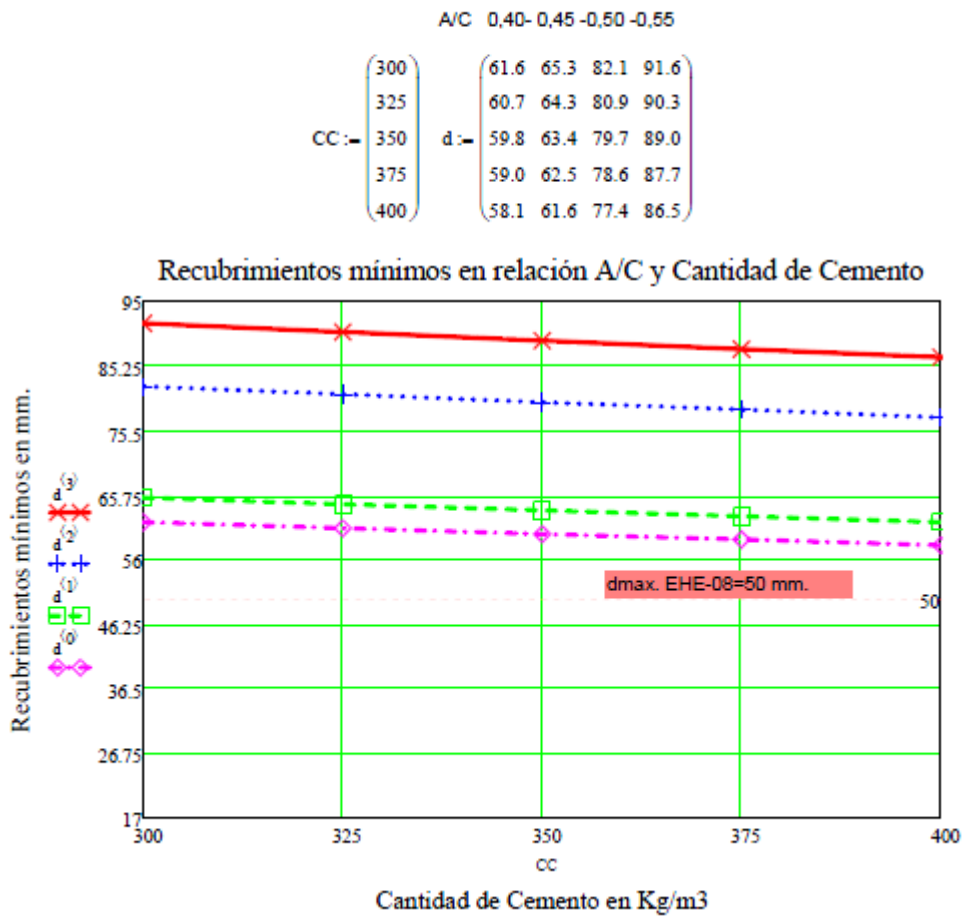


Figura.7.49, Recubrimientos mínimos en relación al contenido de cemento y a/c

Máximas pendientes de las relaciones de la figura 7.49, para comprobar la dependencia de cada relación a/c del contenido de cementos.

Comparando, por ejemplo, que para la relación a/c=0,40, la variación del contenido de cemento supone una variación de 3.5 mm., en el recubrimiento.

Lo mismo para la relación a/c= 0,45 supone 3.7 mm.  $(d^{(0)})_0 - (d^{(0)})_4 = 3.5$

para la relación a/c= 0,50 supone 4.7 mm.  $(d^{(1)})_0 - (d^{(1)})_4 = 3.7$

para la relación a/c= 0,55 supone 5.1 mm.  $(d^{(2)})_0 - (d^{(2)})_4 = 4.7$

$$(d^{(3)})_0 - (d^{(3)})_4 = 5.1$$



**Ambiente IIIc-IV. t=50 años. Tipo de Cemento CEM II.**

1º Valores de los recubrimientos en mm en función del contenido de cemento (CC) y de la relación a/c.

		A/C 0,40-0,45-0,50-0,55				
CC :-	300	d :-	49.7	54.2	61.9	68.2
	325		49.0	53.4	61.0	67.2
	350		48.3	52.7	60.2	66.2
	375		47.6	51.9	59.3	65.2
	400		46.9	51.2	58.4	64.3

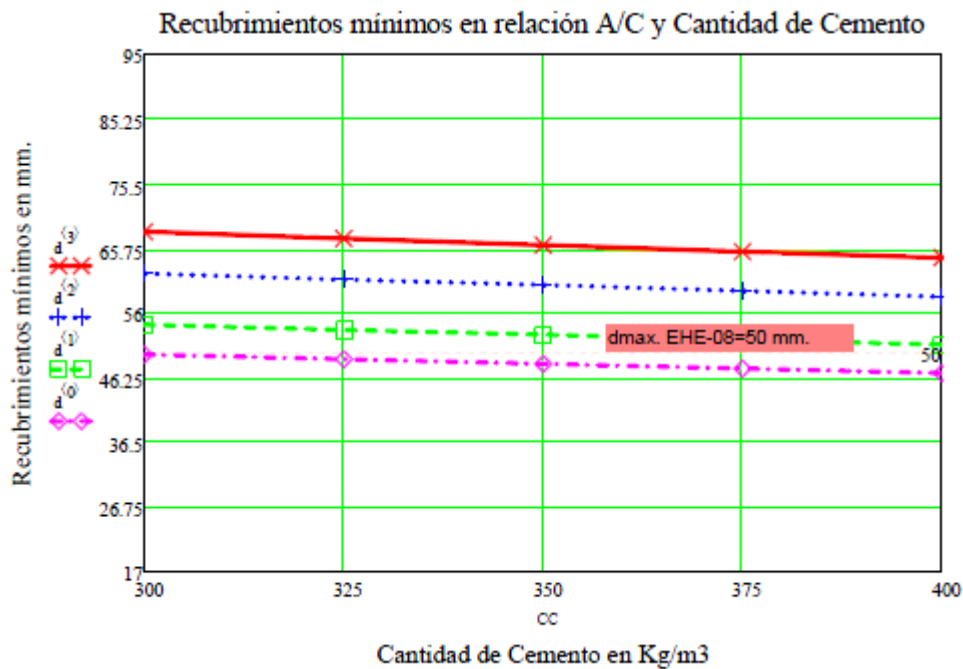


Figura. 7.51, Recubrimientos mínimos en relación al contenido de cemento y a/c

Máximas pendientes de las relaciones de la figura 7.51, para comprobar la dependencia de cada relación a/c del contenido de cementos.

Comparando, por ejemplo, que para la relación a/c=0,40, la variación del contenido de cemento supone una variación de 2.8 mm., en el recubrimiento.

Lo mismo para la relación a/c= 0,45 supone 3 mm.

para la relación a/c= 0,50 supone 3.5 mm.

para la relación a/c= 0,55 supone 3.9 mm.

$$(d^{(0)})_0 - (d^{(0)})_4 = 2.8$$

$$(d^{(1)})_0 - (d^{(1)})_4 = 3$$

$$(d^{(2)})_0 - (d^{(2)})_4 = 3.5$$

$$(d^{(3)})_0 - (d^{(3)})_4 = 3.9$$

**Ambiente IIIc-IV. t=50 años. Tipo de Cemento CEM III.**

1º Valores de los recubrimientos en mm en función del contenido de cemento (CC) y de la relación a/c.

		A/C 0,40-0,45-0,50-0,55			
CC :-	300	24.4	28.5	34.5	35.8
	325	24.1	28.0	34.0	35.2
	350	23.7	27.6	33.5	34.7
	375	23.4	27.2	33.1	34.2
	400	23.0	26.8	32.6	33.7

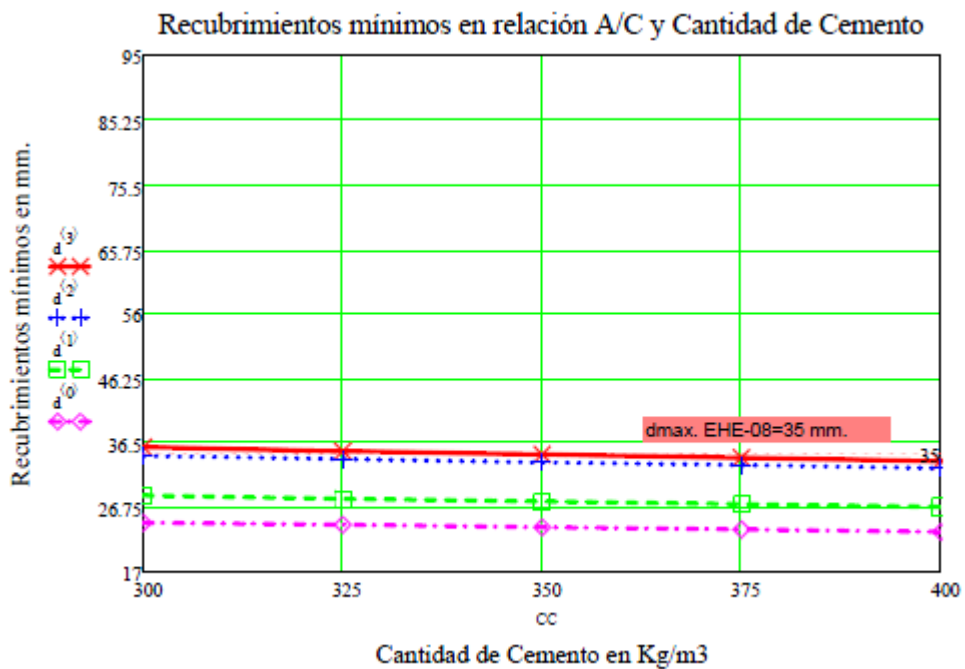


Figura. 7.53, Recubrimientos mínimos en relación al contenido de cemento y a/c

Máximas pendientes de las relaciones de la figura 7.53, para comprobar la dependencia de cada relación a/c del contenido de cements.

Comparando, por ejemplo, que para la relación a/c=0,40, la variación del contenido de cemento supone una variación de 1.4 mm., en el recubrimiento.

Lo mismo para la relación a/c= 0,45 supone 1.7 mm.

para la relación a/c= 0,50 supone 1.9 mm.

para la relación a/c= 0,55 supone 2.1 mm.

$$(d^{(0)})_0 - (d^{(0)})_4 = 1.4$$

$$(d^{(1)})_0 - (d^{(1)})_4 = 1.7$$

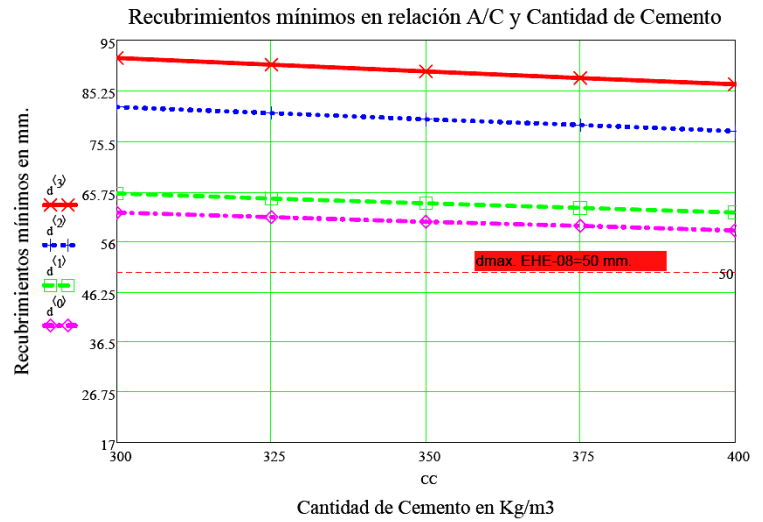
$$(d^{(2)})_0 - (d^{(2)})_4 = 1.9$$

$$(d^{(3)})_0 - (d^{(3)})_4 = 2.1$$

Resumen del análisis comparativo para el Ambiente IIIc y IV y  $C_b=0,4\%$

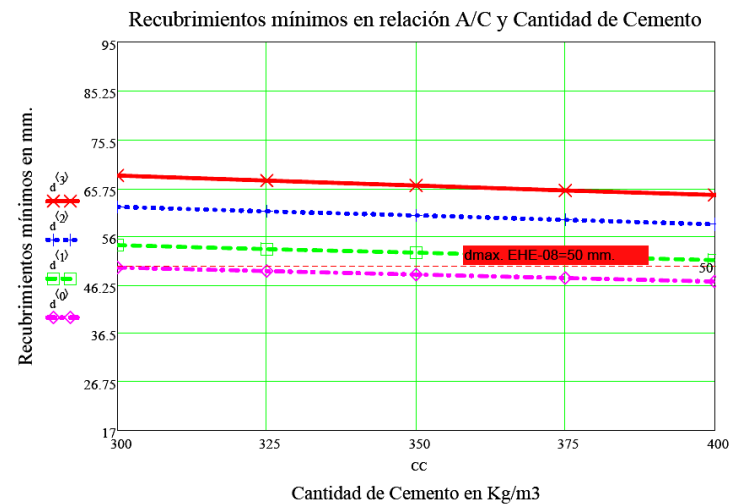
Cemento tipo CEM I.

		A/C	0,40-	0,45	-0,50	-0,55
CC :=	300	d :=	61.6	65.3	82.1	91.6
	325		60.7	64.3	80.9	90.3
	350		59.8	63.4	79.7	89.0
	375		59.0	62.5	78.6	87.7
	400		58.1	61.6	77.4	86.5



Cemento tipo CEM II/A-V.

		A/C	0,40-	0,45	-0,50	-0,55
CC :=	300	d :=	49.7	54.2	61.9	68.2
	325		49.0	53.4	61.0	67.2
	350		48.3	52.7	60.2	66.2
	375		47.6	51.9	59.3	65.2
	400		46.9	51.2	58.4	64.3



Cemento tipo CEM III.

		A/C	0,40-	0,45	-0,50	-0,55
CC :=	300	d :=	24.4	28.5	34.5	35.8
	325		24.1	28.0	34.0	35.2
	350		23.7	27.6	33.5	34.7
	375		23.4	27.2	33.1	34.2
	400		23.0	26.8	32.6	33.7

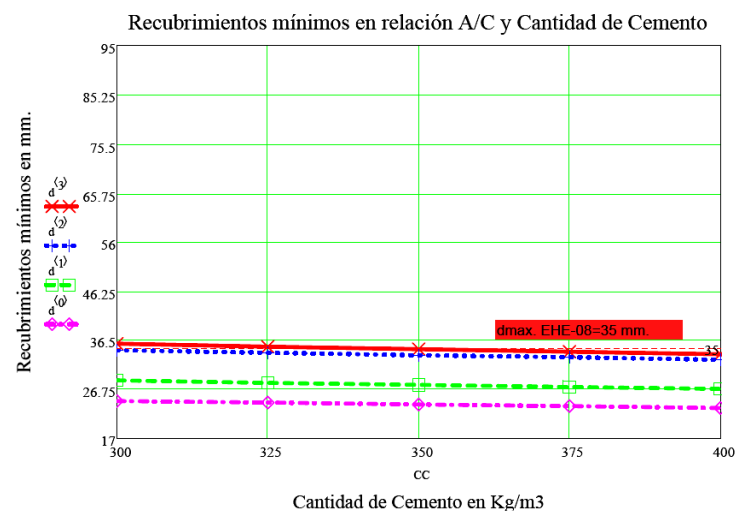


Fig.7.55, Estado comparativo de los recubrimientos para el ambiente IIIc y IV en función del tipo de cemento

### 7.3.1.-Respecto del contenido inicial de Cloruros.

El contenido inicial de cloruros, aportados por los materiales a la masa de hormigón; es un parámetro de carácter constante y uniforme en la masa del hormigón, lo que le da una incidencia variable en el cálculo de los recubrimientos. En principio es un valor sobre el que es posible actuar desde el diseño del material. La norma española establece su contenido máximo en un valor de 0,4% en peso de cemento, para el hormigón armado y en un 0,2% para el hormigón pretensado.

En éstos estudios hemos realizado cálculos con la máxima cantidad posible de cloruros para conocer el comportamiento en la vida útil del elemento estructural. En principio, sería lógico pensar, que si se va a construir una estructura en un ambiente de exposición a los cloruros, el diseño de la masa de hormigón debería contemplar una dosificación con un contenido mínimo de cloruros, por lo que este parámetro debería estar controlado en el proceso de diseño del material. En los siguientes cálculos se puede comprobar la influencia del máximo contenido de cloruros sobre el recubrimiento.

#### Análisis Determinista

#### Influencia del contenido inicial de cloruros en la masa fresca de hormigón (Cb)

#### Ambiente IIIa-500 cemento CEM I

Recubrimiento mínimo (mm.) con máximo contenido inicial en Cl. (0,4%) en función de Cc-a/c

$$d = \begin{pmatrix} 36.9 & 39.2 & 49.2 & 55.0 \\ 33.9 & 36.0 & 45.2 & 50.5 \\ 30.8 & 32.7 & 42.1 & 45.9 \\ 27.6 & 29.2 & 36.7 & 41.0 \\ 24.1 & 25.6 & 32.2 & 35.9 \end{pmatrix}$$

Recubrimiento mínimo (mm.) sin contenido inicial en Cl. en función de Cc-a/c

$$dl = \begin{pmatrix} 20.49 & 21.72 & 27.30 & 30.48 \\ 18.01 & 19.10 & 23.99 & 26.80 \\ 15.62 & 16.56 & 20.82 & 23.25 \\ 13.32 & 14.12 & 17.75 & 19.82 \\ 11.10 & 11.76 & 14.78 & 16.51 \end{pmatrix}$$

Razón entre recubrimientos

$$\frac{d}{dl} = \begin{pmatrix} 1.801 & 1.805 & 1.802 & 1.804 \\ 1.882 & 1.885 & 1.884 & 1.884 \\ 1.972 & 1.975 & 1.974 & 1.974 \\ 2.072 & 2.068 & 2.068 & 2.069 \\ 2.171 & 2.177 & 2.179 & 2.174 \end{pmatrix}$$

Rango de Cociente entre 1.8 y 2,2

**Ambiente IIIa-500 cemento CEM II**

Recubrimiento mínimo (mm.) con máximo contenido inicial en Cl. (0,4%) en función de Cc-a/c

$$d = \begin{pmatrix} 29.8 & 32.5 & 37.1 & 40.9 \\ 27.4 & 29.9 & 34.1 & 37.6 \\ 24.9 & 27.2 & 31.0 & 34.1 \\ 22.3 & 24.3 & 27.7 & 30.5 \\ 19.5 & 21.2 & 24.3 & 26.7 \end{pmatrix}$$

Recubrimiento mínimo (mm.) sin contenido inicial en Cl. en función de Cc-a/c

$$dl = \begin{pmatrix} 16.25 & 18.04 & 26.20 & 22.67 \\ 14.29 & 15.86 & 18.11 & 19.93 \\ 12.39 & 13.76 & 15.71 & 17.29 \\ 10.57 & 11.73 & 13.39 & 14.74 \\ 8.80 & 9.77 & 11.16 & 12.28 \end{pmatrix}$$

Razón entre recubrimientos

$$\frac{d}{dl} = \begin{pmatrix} 1.834 & 1.802 & 1.801 & 1.804 \\ 1.917 & 1.885 & 1.883 & 1.887 \\ 2.01 & 1.977 & 1.973 & 1.972 \\ 2.11 & 2.072 & 2.069 & 2.069 \\ 2.216 & 2.17 & 2.177 & 2.174 \end{pmatrix}$$

**Rango de Cociente entre 1.8 y 2,2**

**Ambiente IIIa-500 cemento CEM III**

Recubrimiento mínimo (mm.) con máximo contenido inicial en Cl. (0,4%) en función de Cc-a/c

$$d = \begin{pmatrix} 14.6 & 17.1 & 20.7 & 21.4 \\ 13.5 & 15.7 & 19.0 & 19.7 \\ 12.2 & 14.2 & 17.3 & 17.9 \\ 10.9 & 12.7 & 15.5 & 16.0 \\ 9.6 & 11.1 & 13.5 & 14.0 \end{pmatrix}$$

Recubrimiento mínimo (mm.) sin contenido inicial en Cl. en función de Cc-a/c

$$dl = \begin{pmatrix} 8.13 & 9.47 & 11.49 & 11.90 \\ 7.14 & 8.32 & 10.10 & 10.46 \\ 6.20 & 7.22 & 8.76 & 9.07 \\ 5.28 & 6.16 & 7.47 & 7.74 \\ 4.40 & 5.13 & 6.22 & 6.44 \end{pmatrix}$$

Razón entre recubrimientos

$$\frac{d}{dl} = \begin{pmatrix} 1.834 & 1.802 & 1.801 & 1.804 \\ 1.917 & 1.885 & 1.883 & 1.887 \\ 2.01 & 1.977 & 1.973 & 1.972 \\ 2.11 & 2.072 & 2.069 & 2.069 \\ 2.216 & 2.17 & 2.177 & 2.174 \end{pmatrix}$$

**Rango de Cociente entre 1.8 y 2,2**

**Ambiente IIIc-IV cemento CEM I**

Recubrimiento mínimo (mm.) con máximo contenido inicial en Cl. (0,4%) en función de Cc-a/c

$$d = \begin{pmatrix} 61.6 & 65.3 & 72.1 & 91.6 \\ 60.7 & 64.3 & 80.9 & 90.3 \\ 59.8 & 63.4 & 79.7 & 89.0 \\ 59.0 & 62.5 & 78.6 & 87.7 \\ 58.1 & 61.6 & 77.4 & 86.5 \end{pmatrix}$$

Recubrimiento mínimo (mm.) sin contenido inicial en Cl. en función de Cc-a/c

$$dl = \begin{pmatrix} 49.07 & 52.02 & 65.39 & 73.01 \\ 47.76 & 40.63 & 63.64 & 71.06 \\ 46.50 & 49.29 & 61.96 & 69.18 \\ 45.28 & 48.00 & 60.33 & 67.37 \\ 44.10 & 46.75 & 58.77 & 65.62 \end{pmatrix}$$

Razón entre recubrimientos

$$\frac{d}{dl} = \begin{pmatrix} 1.255 & 1.255 & 1.256 & 1.255 \\ 1.271 & 1.27 & 1.271 & 1.271 \\ 1.286 & 1.286 & 1.286 & 1.286 \\ 1.303 & 1.302 & 1.303 & 1.302 \\ 1.317 & 1.318 & 1.317 & 1.318 \end{pmatrix}$$

**Rango del Cociente entre 1.25 y 1,30**

**Ambiente IIIc-IV cemento CEM II**

Recubrimiento mínimo (mm.) con máximo contenido inicial en Cl. (0,4%) en función de Cc-a/c

$$d = \begin{pmatrix} 49.7 & 54.2 & 61.9 & 68.2 \\ 49.0 & 53.4 & 61.0 & 67.2 \\ 48.3 & 52.7 & 60.2 & 66.2 \\ 47.6 & 51.9 & 59.3 & 65.2 \\ 46.9 & 51.2 & 58.4 & 64.3 \end{pmatrix}$$

Recubrimiento mínimo (mm.) sin contenido inicial en Cl. en función de Cc-a/c

$$dl = \begin{pmatrix} 38.93 & 43.21 & 49.35 & 54.31 \\ 37.89 & 42.06 & 48.03 & 52.86 \\ 36.89 & 40.94 & 46.76 & 51.46 \\ 35.92 & 39.87 & 45.54 & 50.11 \\ 34.99 & 38.83 & 44.35 & 48.81 \end{pmatrix}$$

Razón entre recubrimientos

$$\frac{d}{dl} = \begin{pmatrix} 1.277 & 1.254 & 1.254 & 1.256 \\ 1.293 & 1.27 & 1.271 & 1.271 \\ 1.309 & 1.287 & 1.287 & 1.286 \\ 1.325 & 1.302 & 1.302 & 1.301 \\ 1.34 & 1.319 & 1.317 & 1.317 \end{pmatrix}$$

**Rango del Cociente entre 1.25 y 1,30**

**Ambiente IIIc-IV cemento CEM III**

Recubrimiento mínimo (mm.) con máximo contenido inicial en Cl. (0,4%) en función de Cc-a/c

$$d = \begin{pmatrix} 24.4 & 28.5 & 34.5 & 35.8 \\ 24.1 & 28.0 & 34.0 & 35.2 \\ 23.7 & 27.6 & 33.5 & 34.7 \\ 23.4 & 27.2 & 33.1 & 34.2 \\ 23.0 & 26.8 & 32.6 & 33.7 \end{pmatrix}$$

Recubrimiento mínimo (mm.) sin contenido inicial en Cl. en función de Cc-a/c

$$dl = \begin{pmatrix} 19.46 & 22.64 & 27.53 & 28.49 \\ 18.94 & 22.07 & 26.79 & 22.73 \\ 18.44 & 21.48 & 26.08 & 27.00 \\ 17.96 & 20.92 & 25.40 & 26.29 \\ 17.49 & 20.38 & 24.74 & 25.61 \end{pmatrix}$$

Razón entre recubrimientos

$$\frac{d}{dl} = \begin{pmatrix} 1.254 & 1.259 & 1.253 & 1.257 \\ 1.272 & 1.269 & 1.269 & 1.269 \\ 1.285 & 1.285 & 1.285 & 1.285 \\ 1.303 & 1.3 & 1.303 & 1.301 \\ 1.315 & 1.315 & 1.318 & 1.316 \end{pmatrix}$$

**Rango del Cociente entre 1.25 y 1,30****7.3.2.-Conclusión sobre contenido inicial de cloruros.**

Como vemos los cálculos efectuados indican que para la situación pésima, la de ambiente con mayor concentración superficial de cloruros, ambiente IIIc y IV, y para un contenido máximo de cloruros del 0,4% en peso de cemento, la variación del recubrimiento es del orden del 25% al 30% más que si no existiese contenido de cloruros iniciales.

J.C. López Agüi et al (2010), (ICAE), analizando éstos contenidos, indica que una disminución del valor de Cb a 0,2% en peso de cemento, es decir, a la mitad del valor máximo permitido, se reduce el valor del recubrimiento mínimo en un 86% del que se corresponde con Cb= 0,4% en peso de cemento, y si el contenido pasa a 0,1%, la disminución del recubrimiento supone un 91% respecto al que tendría con concentración 0,2%.

La conclusión se hace evidente, acorde con la literatura especializada, que en el caso de situación de agresión importante por cloruros, la concentración inicial se debe limitar por diseño del material y puede ser despreciada para el cálculo del tiempo de despasivación de la armadura.

### 7.4.- Estudios semiprobabilistas para cada ambiente y tipo de cemento

**Ambiente IIIa-500m. t=55 años. Tipo de Cemento CEM I.**

1º Valores de los recubrimientos en mm en función del contenido de cemento (CC) y relación a/c

		A/C 0,40 - 0,45 - 0,50 - 0,55			
CC :-	(300)	(20.98	22.24	27.95	31.21)
	325	18.44	19.55	24.57	27.44)
	350	16.00	16.96	21.32	23.81)
	375	13.64	14.46	18.18	20.30)
	(400)	(11.36	12.04	15.14	16.91)

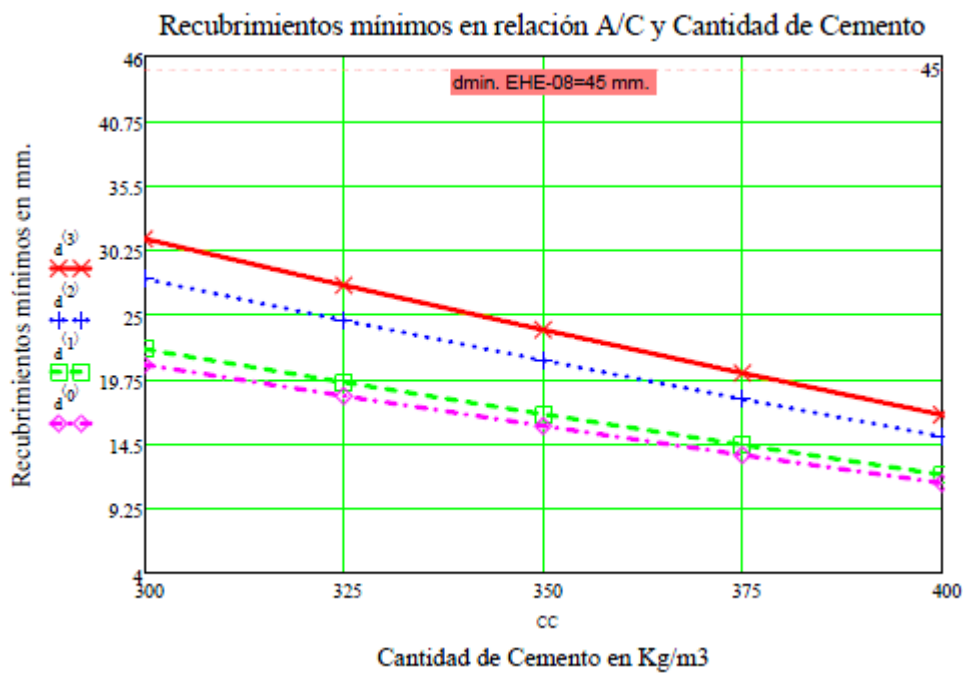


Figura. 7.56, Recubrimientos mínimos en relación al contenido de cemento y a/c

Máximas pendientes de las relaciones de la figura 7.56, para comprobar la dependencia de cada relación a/c del contenido de cements.

Comparando, por ejemplo, que para la relación a/c=0,40, la variación del contenido de cemento supone una variación de 9.62 mm., en el recubrimiento.

$$(d^{(0)})_0 - (d^{(0)})_4 = 9.62$$

Lo mismo para la relación a/c= 0,45 supone 10.2 mm.  
 para la relación a/c= 0,50 supone 12.81 mm.  
 para la relación a/c= 0,55 supone 14.3 mm.

$$(d^{(1)})_0 - (d^{(1)})_4 = 10.2$$

$$(d^{(2)})_0 - (d^{(2)})_4 = 12.81$$

$$(d^{(3)})_0 - (d^{(3)})_4 = 14.3$$



**Ambiente IIIa-500m. t=55 años. Tipo de Cemento CEM II.**

1º Valores de los recubrimientos en mm en función del contenido de cemento (CC) y relación a/c

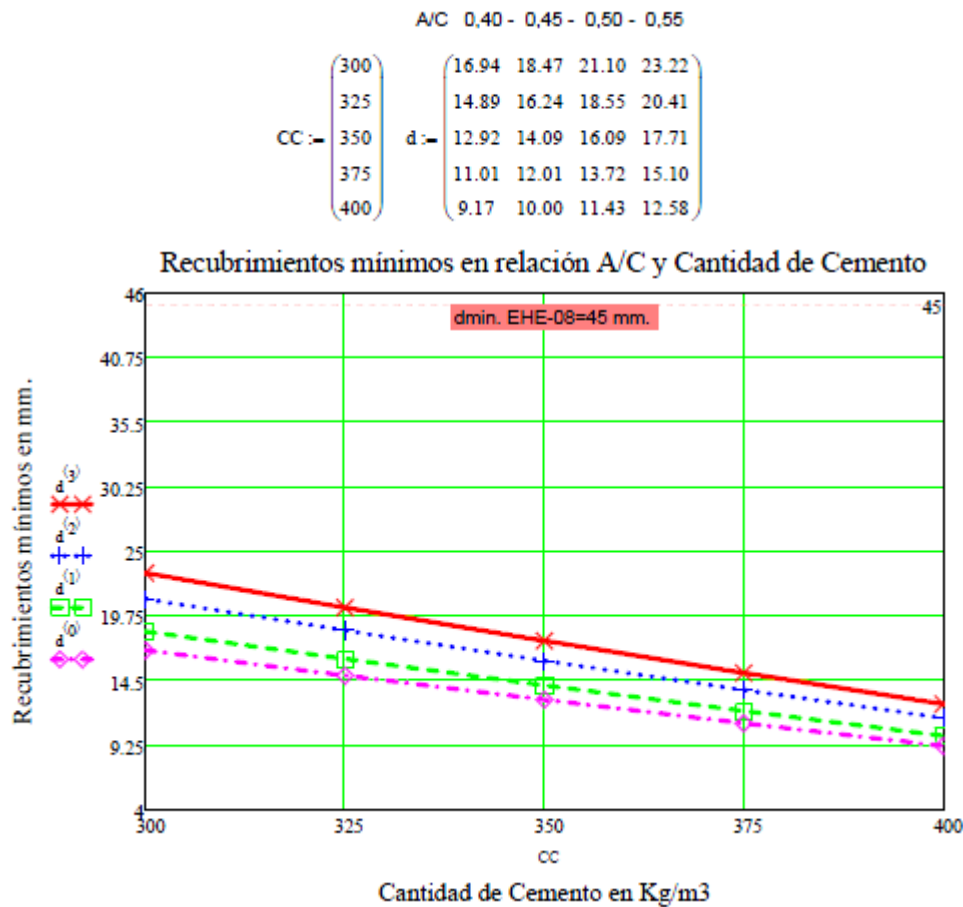


Figura. 7.57, Recubrimientos mínimos en relación al contenido de cemento y a/c

Máximas pendientes de las relaciones de la figura 7.57, para comprobar la dependencia de cada relación a/c del contenido de cementos.

Comparando, por ejemplo, que para la relación a/c=0,40, la variación del contenido de cemento supone una variación de 7.77 mm., en el recubrimiento.

Lo mismo para la relación a/c= 0,45 supone 8.47 mm.  $(d^{(0)})_0 - (d^{(0)})_4 = 7.77$

para la relación a/c= 0,50 supone 9.67 mm.  $(d^{(1)})_0 - (d^{(1)})_4 = 8.47$

$$(d^{(2)})_0 - (d^{(2)})_4 = 9.67$$

para la relación a/c= 0,55 supone 10.64 mm.  $(d^{(3)})_0 - (d^{(3)})_4 = 10.64$

**Ambiente IIIa-500m. t=55 años. Tipo de Cemento CEM III.**

1º Valores de los recubrimientos en mm en función del contenido de cemento (CC) y relación a/c

		A/C 0,40 - 0,45 - 0,50 - 0,55			
CC :-	(300)	(8.32	9.69	11.77	12.18)
	325)	(7.31	8.52	10.35	10.71)
	350)	(6.35	7.39	8.97	9.29)
	375)	(5.41	6.30	7.65	7.92)
	(400)	(4.51	5.25	6.37	6.60)

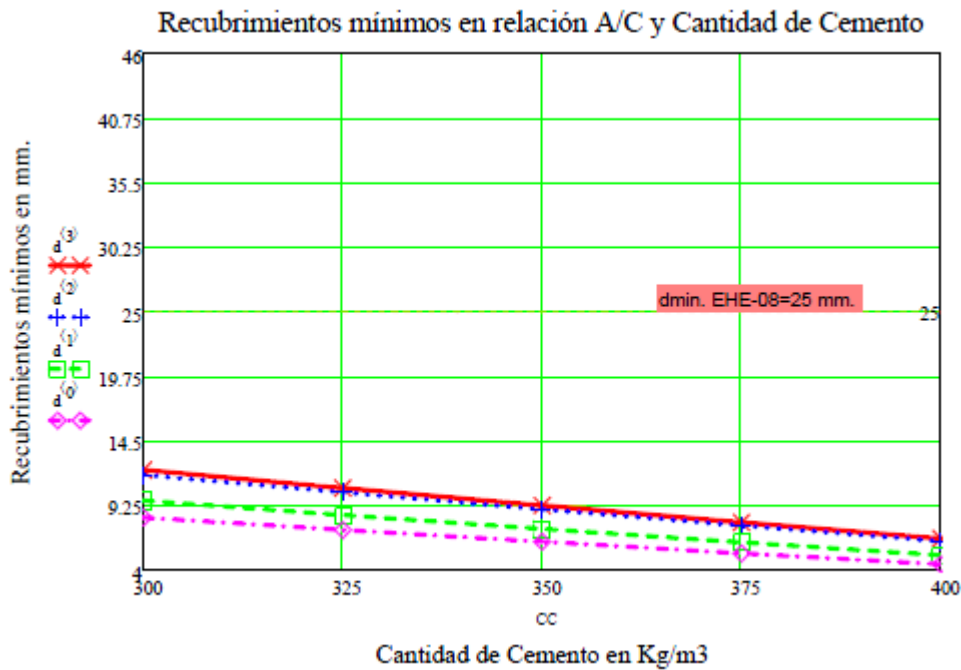


Figura. 7.58, Recubrimientos mínimos en relación al contenido de cemento y a/c

Máximas pendientes de las relaciones de la figura 7.58, para comprobar la dependencia de cada relación a/c del contenido de cementos.

Comparando, por ejemplo, que para la relación a/c=0,40, la variación del contenido de cemento supone una variación de 3.81 mm., en el recubrimiento.

Lo mismo para la relación a/c= 0,45 supone 4.44 mm.

para la relación a/c= 0,50 supone 5.4 mm.

para la relación a/c= 0,55 supone 5.58 mm.

$$(d^{(0)})_0 - (d^{(0)})_4 = 3.81$$

$$(d^{(1)})_0 - (d^{(1)})_4 = 4.44$$

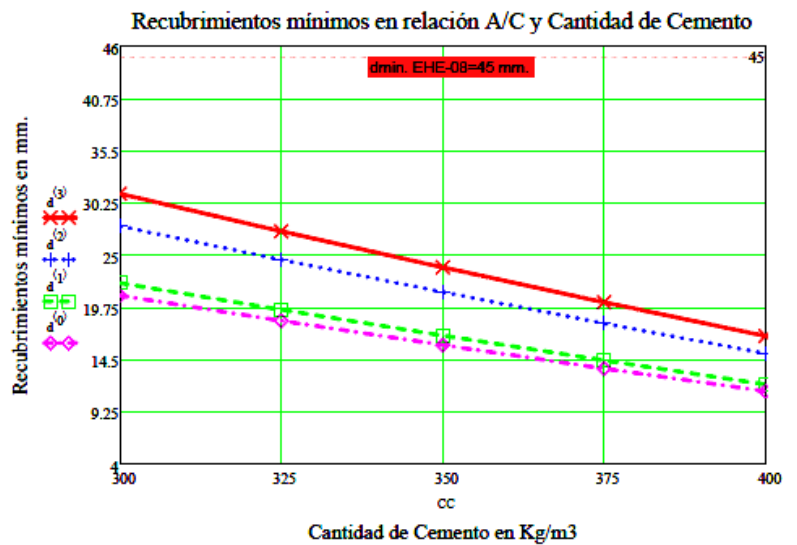
$$(d^{(2)})_0 - (d^{(2)})_4 = 5.4$$

$$(d^{(3)})_0 - (d^{(3)})_4 = 5.58$$

### Resumen del análisis comparativo para el Ambiente IIIa-500

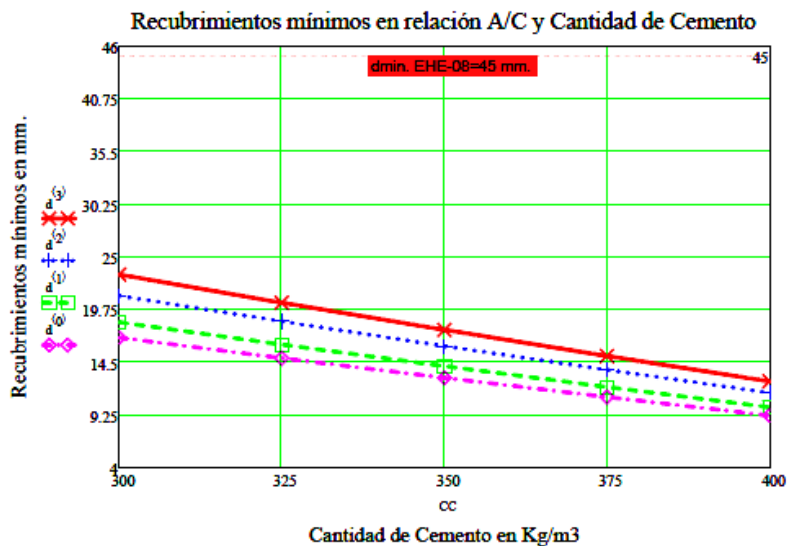
#### Cemento tipo CEM I.

		A/C 0,40 - 0,45 - 0,50 - 0,55			
CC :-	300	20.98	22.24	27.95	31.21
	325	18.44	19.55	24.57	27.44
	350	16.00	16.96	21.32	23.81
	375	13.64	14.46	18.18	20.30
	400	11.36	12.04	15.14	16.91



#### Cemento tipo CEM II.

		A/C 0,40 - 0,45 - 0,50 - 0,55			
CC :-	300	16.94	18.47	21.10	23.22
	325	14.89	16.24	18.55	20.41
	350	12.92	14.09	16.09	17.71
	375	11.01	12.01	13.72	15.10
	400	9.17	10.00	11.43	12.58



#### Cemento tipo CEM III.

		A/C 0,40 - 0,45 - 0,50 - 0,55			
CC :-	300	8.32	9.69	11.77	12.18
	325	7.31	8.52	10.35	10.71
	350	6.35	7.39	8.97	9.29
	375	5.41	6.30	7.65	7.92
	400	4.51	5.25	6.37	6.60

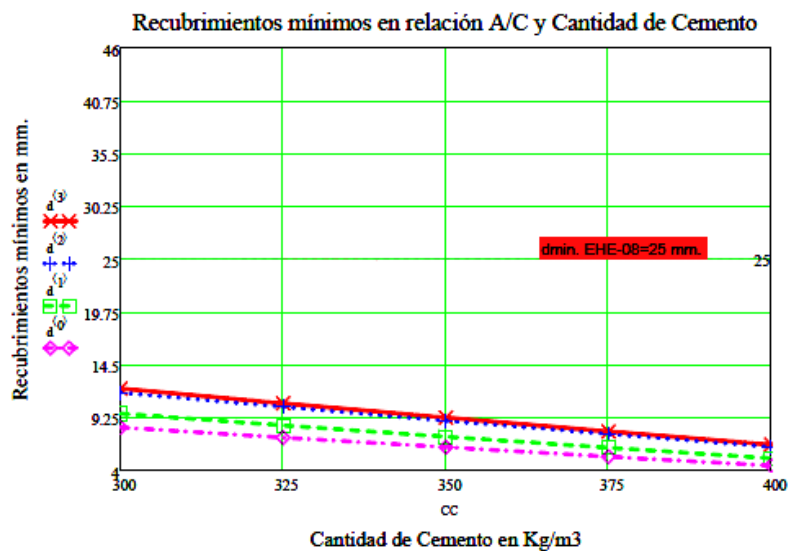


Figura.7.59, Estado comparativo de los recubrimientos para el ambiente IIIa-500 en función del tipo de cemento

**Ambiente IIIc-IV. t=55 años. Tipo de Cemento CEM I.**

1º Valores de los recubrimientos en mm en función del contenido de cemento (CC) y relación a/c

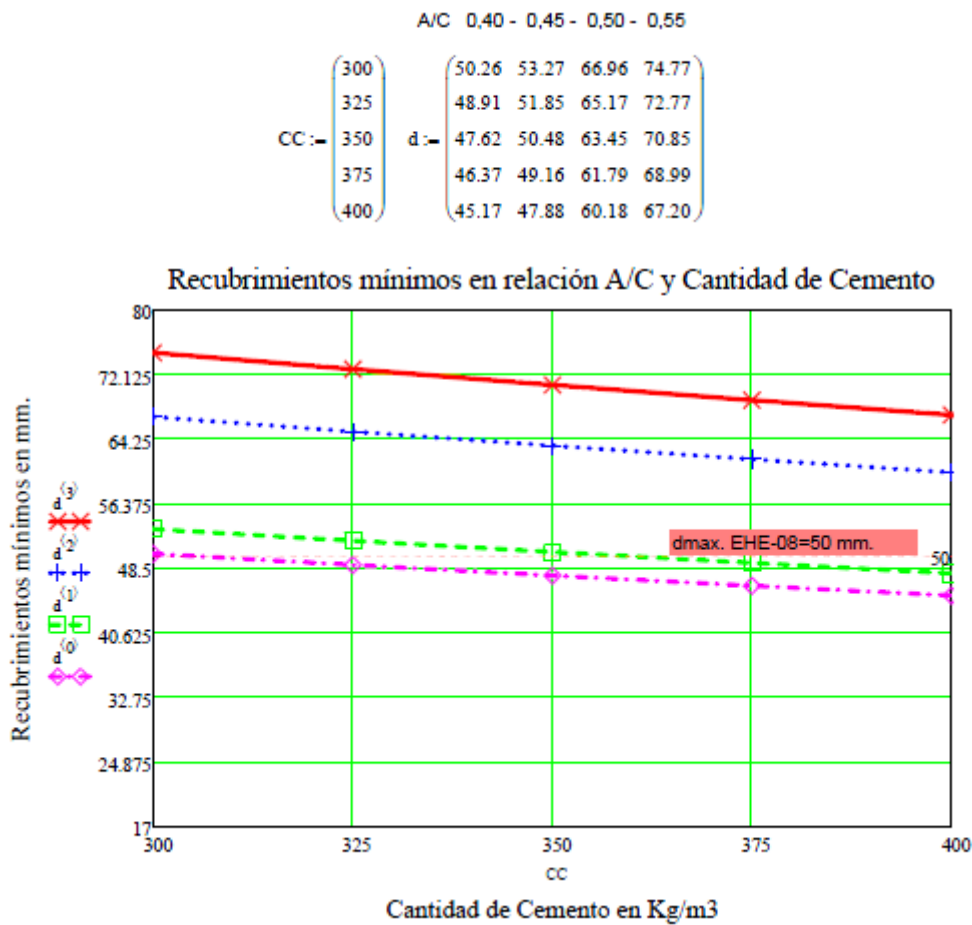


Figura.7.60, Recubrimientos mínimos en relación al contenido de cemento y a/c

Máximas pendientes de las relaciones de la figura 7.60, para comprobar la dependencia de cada relación a/c del contenido de cements.

Comparando, por ejemplo, que para la relación a/c=0,40, la variación del contenido de cemento supone una variación de 5.09 mm., en el recubrimiento.

$$(d^{(0)})_0 - (d^{(0)})_4 = 5.09$$

Lo mismo para la relación a/c= 0,45 supone 5.39 mm.

$$(d^{(1)})_0 - (d^{(1)})_4 = 5.39$$

para la relación a/c= 0,50 supone 6.78 mm.

$$(d^{(2)})_0 - (d^{(2)})_4 = 6.78$$

para la relación a/c= 0,55 supone 5.57 mm.

$$(d^{(3)})_0 - (d^{(3)})_4 = 7.57$$

**Ambiente IIIc-IV. t=55 años. Tipo de Cemento CEM II.**

1º Valores de los recubrimientos en mm en función del contenido de cemento (CC) y relación a/c

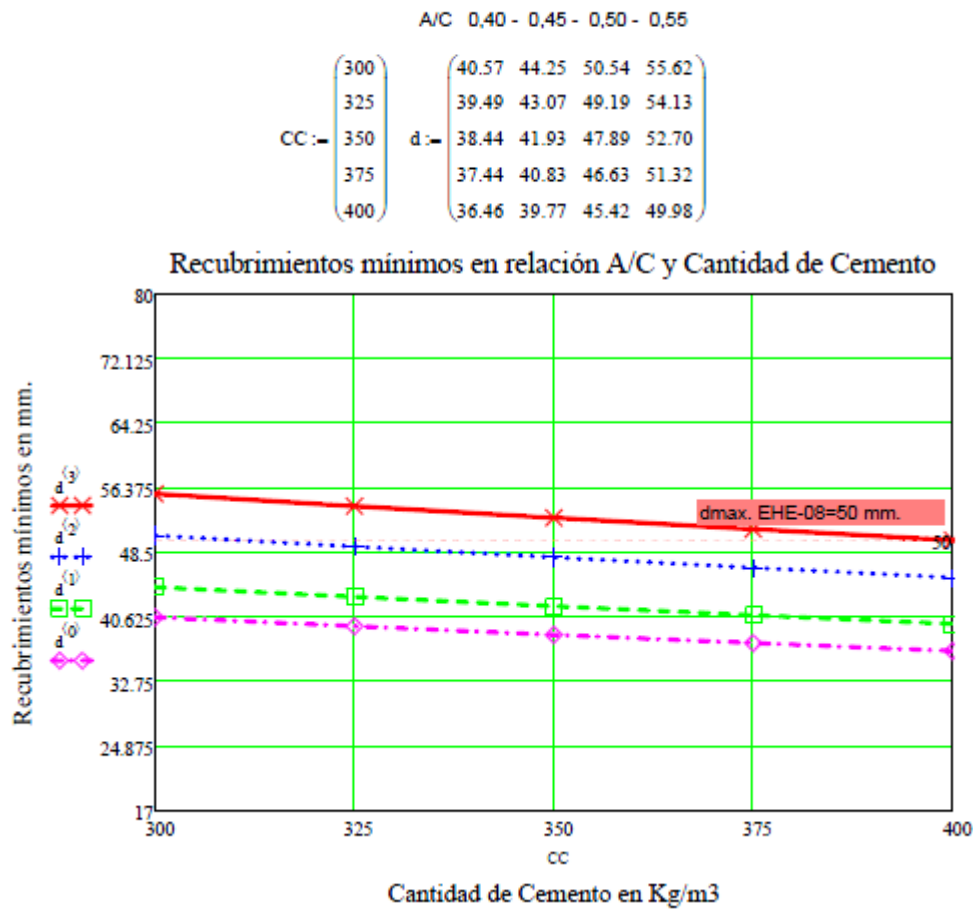


Figura 7.61, Recubrimientos mínimos en relación al contenido de cemento y a/c

Máximas pendientes de las relaciones de la figura 7.61, para comprobar la dependencia de cada relación a/c del contenido de cements.

Comparando, por ejemplo, que para la relación a/c=0,40, la variación del contenido de cemento supone una variación de 4.11 mm., en el recubrimiento.

Lo mismo para la relación a/c= 0,45 supone 4.48 mm.  $(d^{(0)})_0 - (d^{(0)})_4 = 4.11$

para la relación a/c= 0,50 supone 5.12 mm.  $(d^{(1)})_0 - (d^{(1)})_4 = 4.48$

para la relación a/c= 0,55 supone 5.64 mm.  $(d^{(2)})_0 - (d^{(2)})_4 = 5.12$

$$(d^{(2)})_0 - (d^{(2)})_4 = 5.12$$

$$(d^{(3)})_0 - (d^{(3)})_4 = 5.64$$

**Ambiente IIIc-IV. t=55 años. Tipo de Cemento CEM III.**

1º Valores de los recubrimientos en mm en función del contenido de cemento (CC) y relación a/c

		A/C 0,40 - 0,45 - 0,50 - 0,55				
CC :-	300	d :-	19.93	23.22	28.19	29.18
	325		19.40	22.60	27.44	28.40
	350		18.89	22.00	26.71	27.65
	375		18.39	21.43	26.01	26.92
	400		17.91	20.87	25.33	26.22

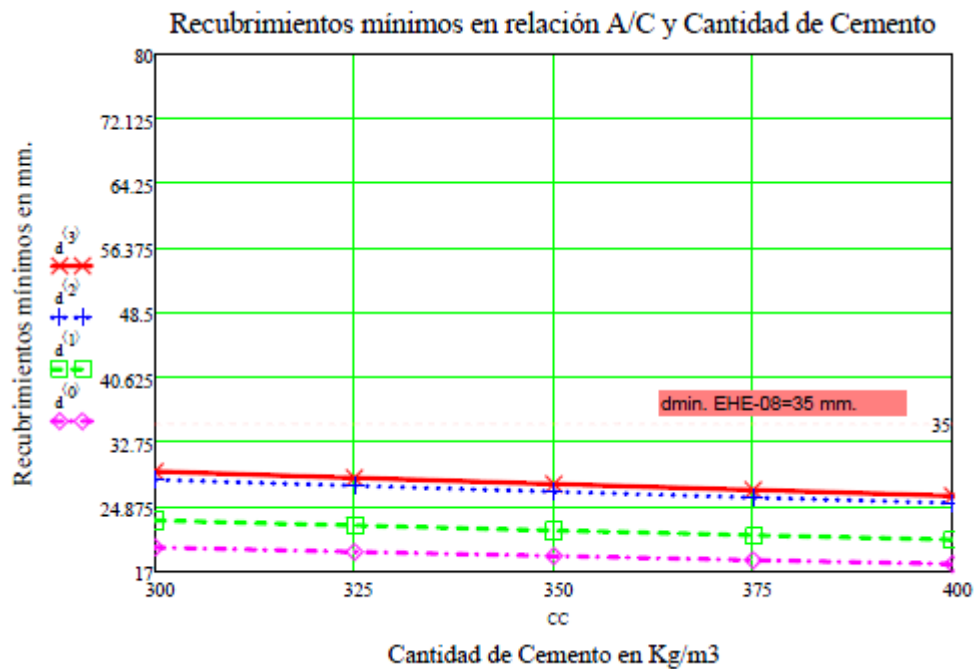


Figura 7.62, Recubrimientos mínimos en relación al contenido de cemento y a/c

Máximas pendientes de las relaciones de la figura 7.62, para comprobar la dependencia de cada relación a/c del contenido de cements.

Comparando, por ejemplo, que para la relación a/c=0,40, la variación del contenido de cemento supone una variación de 2.02 mm., en el recubrimiento.

$$(d^{(0)})_0 - (d^{(0)})_4 = 2.02$$

Lo mismo para la relación a/c= 0,45 supone 2.35 mm.

para la relación a/c= 0,50 supone 2.86 mm.

$$(d^{(1)})_0 - (d^{(1)})_4 = 2.35$$

para la relación a/c= 0,55 supone 2.96 mm.

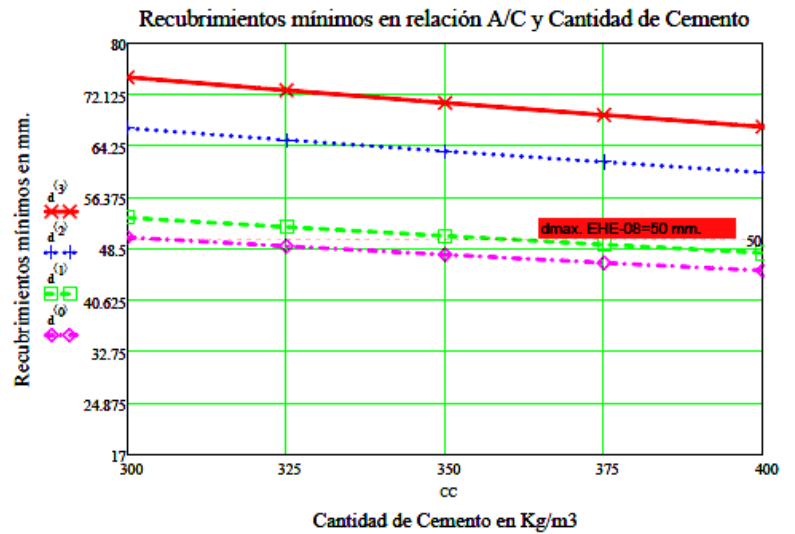
$$(d^{(2)})_0 - (d^{(2)})_4 = 2.86$$

$$(d^{(3)})_0 - (d^{(3)})_4 = 2.96$$

Resumen del análisis comparativo para el Ambiente IIIc y IV

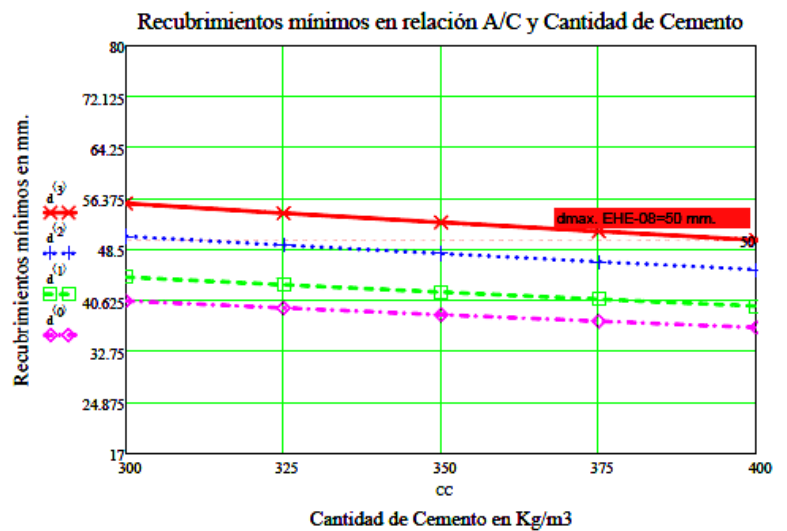
Cemento tipo CEM I.

		A/C 0,40 - 0,45 - 0,50 - 0,55			
CC :-	300	50.26	53.27	66.96	74.77
	325	48.91	51.85	65.17	72.77
	350	47.62	50.48	63.45	70.85
	375	46.37	49.16	61.79	68.99
	400	45.17	47.88	60.18	67.20



Cemento tipo CEM II.

		A/C 0,40 - 0,45 - 0,50 - 0,55			
CC :-	300	40.57	44.25	50.54	55.62
	325	39.49	43.07	49.19	54.13
	350	38.44	41.93	47.89	52.70
	375	37.44	40.83	46.63	51.32
	400	36.46	39.77	45.42	49.98



Cemento tipo CEM III.

		A/C 0,40 - 0,45 - 0,50 - 0,55			
CC :-	300	19.93	23.22	28.19	29.18
	325	19.40	22.60	27.44	28.40
	350	18.89	22.00	26.71	27.65
	375	18.39	21.43	26.01	26.92
	400	17.91	20.87	25.33	26.22

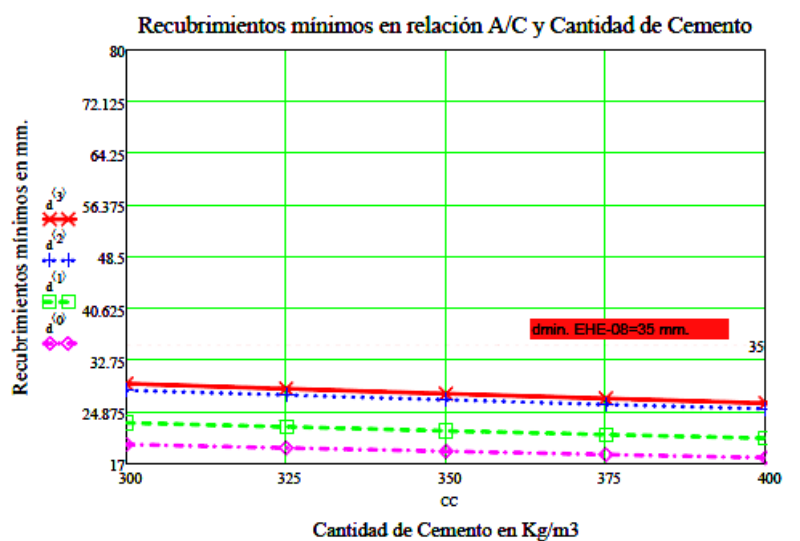


Figura.7.63, Estado comparativo de los recubrimientos para el ambiente IIIc y IV en función del tipo de cemento

7.4.1.-Algunos cálculos significativos. (Anejo nº 4)

**Análisis Semiprobabilista** Ambiente IIIa-500- Tipo de Cemento: CEM I

$$f(t) = \sqrt{378.4 \cdot D_{0,0} \left( \frac{0.0767}{t} \right)^{0.5} \cdot \left( 1 - \sqrt{\frac{C_{cr}}{C_{s,0.4}}} \right)^2}$$

$$g(t) = 19.45 \cdot \sqrt{D_{0,0} \left( \frac{0.0767}{t} \right)^{0.5} \cdot \left( 1 - \sqrt{\frac{C_{cr}}{C_{s,0.4}}} \right) \cdot \sqrt{t}}$$

$$h(x) = C_{s,0.4} \cdot \left[ 1 - \frac{x}{\sqrt{12 \cdot 0.311 \cdot D_{0,0} \left( \frac{0.0767}{t} \right)^{0.5} \cdot t}} \right]^2$$

Periodo de iniciación para el recubrimiento mínimo de 4.5 cm.  $g(13500) = 44.985$   $d$  en mm. a 55 años  $g(55) = 11.365$   
 $g(240) = 45.121$   $K_{cl}$  a 55 años  $f(55) = 1.533$

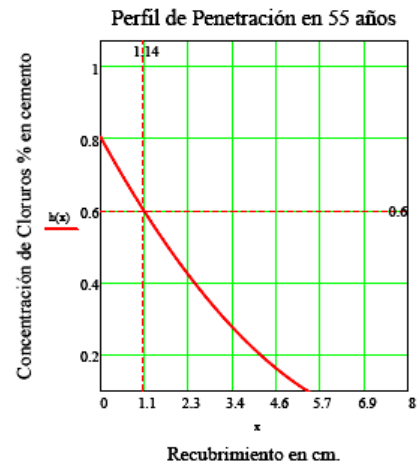
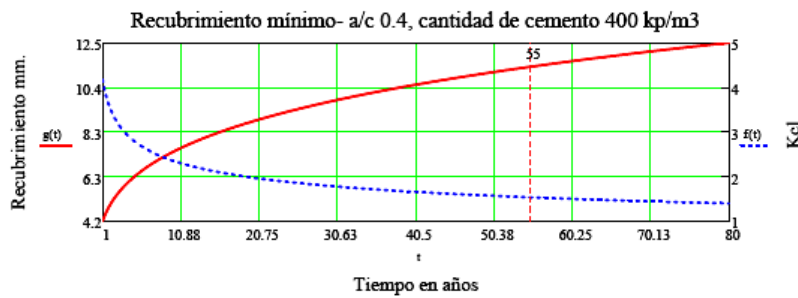


Figura.7.64, Ficha de cálculo del recubrimiento mínimo a 50 años, método semiprobabilista.

La figura 7.64 muestra el cálculo del recubrimiento mínimo de: 11 mm., según anejo 9º de EHE-08, para una vida útil de 50 años, con tipo de cemento CEM I y para ambiente IIIa-500, también se calcula el tiempo en años, aproximadamente 13500 años, necesario para despasivar la armadura cuando el recubrimiento mínimo es 45 mm., el indicado por el art. 37 (método estándar).

**Análisis Semiprobabilista** Ambiente IIIa-500- Tipo de Cemento: CEM I

$$f(t) = \sqrt{378.4 \cdot D_{0,3} \left( \frac{0.0767}{t} \right)^{0.5} \cdot \left( 1 - \sqrt{\frac{C_{cr}}{C_{s,0,0}}} \right)^2}$$

$$g(t) = 19.45 \cdot \sqrt{D_{0,3} \left( \frac{0.0767}{t} \right)^{0.5} \cdot \left( 1 - \sqrt{\frac{C_{cr}}{C_{s,0,0}}} \right) \cdot \sqrt{t}}$$

$$h(x) = C_{s,0,0} \cdot \left[ 1 - \frac{x}{\sqrt{12 \cdot 0.311 \cdot D_{0,3} \left( \frac{0.0767}{t} \right)^{0.5} \cdot t}} \right]^2$$

Periodo de iniciación para el recubrimiento mínimo de 4.5 cm.  $g(240) = 45.121$   $d$  en mm. a 55 años  $g(55) = 31.219$   
 $g(240) = 45.121$   $K_{cl}$  a 55 años  $f(55) = 4.21$

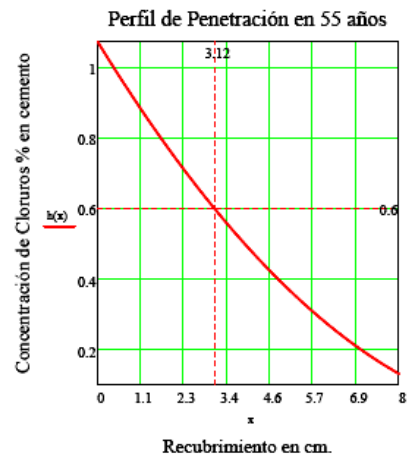
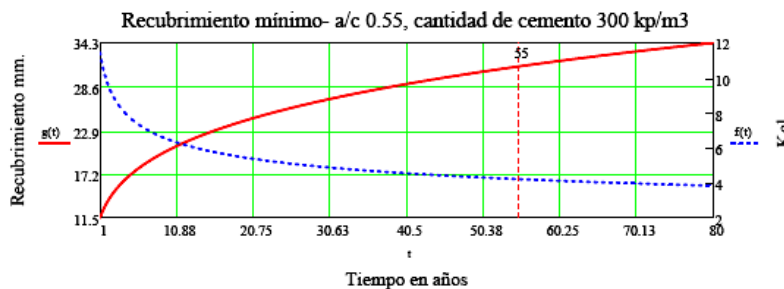


Figura.7.65, Ficha de cálculo del recubrimiento mínimo a 50 años, método semiprobabilista.



La figura 7.65 muestra los mismos tipos de cálculos que la figura anterior, en este caso el recubrimiento mínimo es: 31 mm. y la estimación del tiempo en años para despasivar la armadura para el caso de un recubrimiento mínimo de 45 mm. (propuesto en el art. 37), es de 240 años.

Ambos cálculos muestran los valores extremos para este tipo de cemento y ambiente y ponen de manifiesto tales diferencias extremas respecto los valores mínimos recomendados por los métodos tradicionales o estándares.

En las siguientes figuras se presentan valores, dentro de éste ambiente III a-500, Para los cementos CEM II /A-V y CEM III.

**Análisis Semiprobabilista**

**Ambiente IIIa-500- Tipo de Cemento: CEM II-A-V**

$$f(t) = \sqrt{378.4 \cdot D_{0,0} \left( \frac{0.0767}{t} \right)^{0.5} \left( 1 - \sqrt{\frac{Ccr}{Cs_{0,4}}} \right)^2}$$

$$g(t) = 19.45 \cdot \sqrt{D_{0,0} \left( \frac{0.0767}{t} \right)^{0.5} \left( 1 - \sqrt{\frac{Ccr}{Cs_{0,4}}} \right) \sqrt{t}}$$

$$d(x) = Cs_{0,4} \left[ 1 - \frac{x}{\sqrt{12 \cdot 0.311 \cdot D_{0,0} \left( \frac{0.0767}{t} \right)^{0.5} \cdot t}} \right]^2$$

Periodo de iniciación para el recubrimiento mínimo de 4.5 cm.

$g(32000) = 45.06$

d en mm. a 55 años  
Kcl a 55 años

$g(55) = 9.175$   
 $f(55) = 1.237$

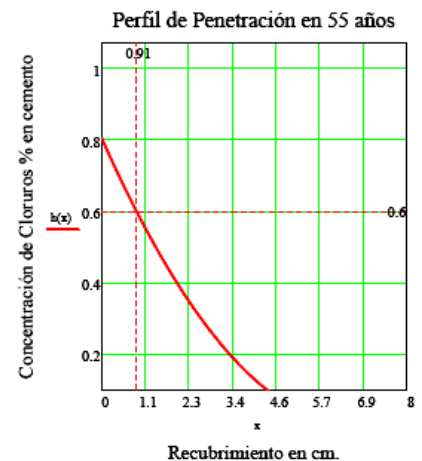
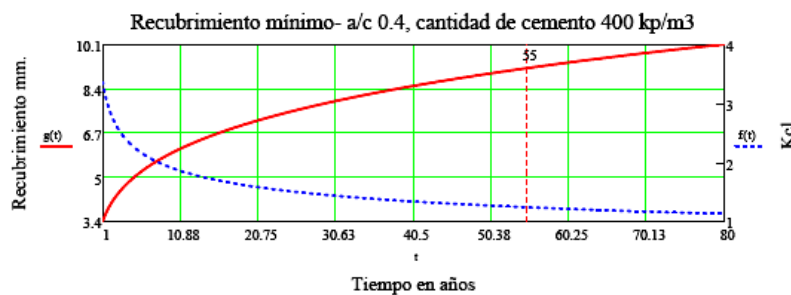


Figura.7.66, Ficha de cálculo del recubrimiento mínimo a 50 años, método semiprobabilista.

**Análisis Semiprobabilista**

**Ambiente IIIa-500- Tipo de Cemento: CEM II-A-V**

$$f_{ct}(t) := \sqrt{378.4 \cdot D_{0,3} \left( \frac{0.0767}{t} \right)^{0.5} \cdot \left( 1 - \sqrt{\frac{C_{cr}}{C_{s,0,0}}} \right)^2}$$

$$f_{ct}(t) := 19.45 \cdot \sqrt{D_{0,3} \left( \frac{0.0767}{t} \right)^{0.5} \cdot \left( 1 - \sqrt{\frac{C_{cr}}{C_{s,0,0}}} \right) \cdot \sqrt{t}}$$

$$h(x) := C_{s,0,0} \left[ 1 - \frac{x}{\sqrt{12 \cdot 0.311 \cdot D_{0,3} \left( \frac{0.0767}{t} \right)^{0.5} \cdot t}} \right]^2$$

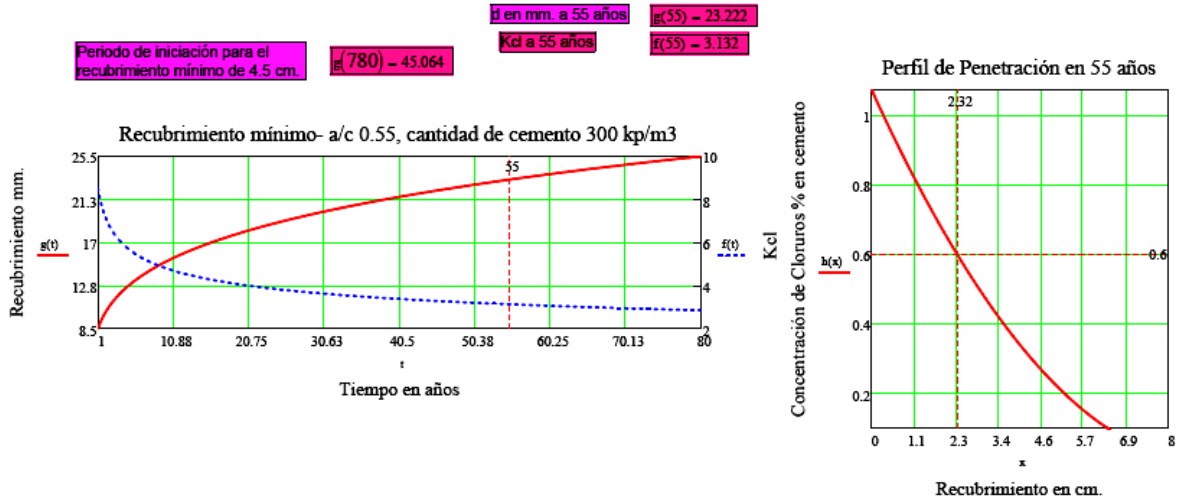


Figura 7.67, Ficha de cálculo del recubrimiento mínimo a 50 años, método semiprobabilista.

**Análisis Semiprobabilista Ambiente IIIa-500- Tipo de Cemento: CEM III**

$$f_{ct}(t) := \sqrt{378.4 \cdot D_{0,0} \left( \frac{0.0767}{t} \right)^{0.5} \cdot \left( 1 - \sqrt{\frac{C_{cr}}{C_{s,0,4}}} \right)^2}$$

$$f_{ct}(t) := 19.45 \cdot \sqrt{D_{0,0} \left( \frac{0.0767}{t} \right)^{0.5} \cdot \left( 1 - \sqrt{\frac{C_{cr}}{C_{s,0,4}}} \right) \cdot \sqrt{t}}$$

$$h(x) := C_{s,0,4} \left[ 1 - \frac{x}{\sqrt{12 \cdot 0.311 \cdot D_{0,0} \left( \frac{0.0767}{t} \right)^{0.5} \cdot t}} \right]^2$$

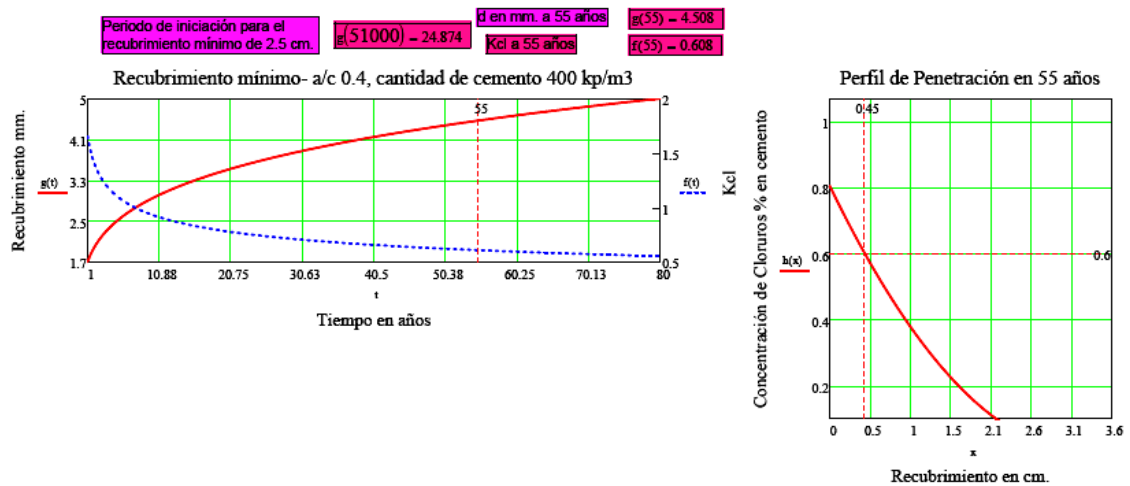


Figura.7.68, Ficha de cálculo del recubrimiento mínimo a 50 años, método semiprobabilista.

**Análisis Semiprobabilista**    **Ambiente IIIa-500- Tipo de Cemento: CEM III**

$$f(t) = \sqrt{378.4 \cdot D_{0,3} \left( \frac{0.0767}{t} \right)^{0.5} \left( 1 - \sqrt{\frac{C_{cr}}{C_{s,0,0}}} \right)^2}$$

$$f(t) = 19.45 \cdot \sqrt{D_{0,3} \left( \frac{0.0767}{t} \right)^{0.5} \left( 1 - \sqrt{\frac{C_{cr}}{C_{s,0,0}}} \right) \cdot \sqrt{t}}$$

$$h(x) = C_{s,0,0} \left[ 1 - \frac{x}{\sqrt{12 \cdot 0.311 \cdot D_{0,3} \left( \frac{0.0767}{t} \right)^{0.5} \cdot t}} \right]^2$$

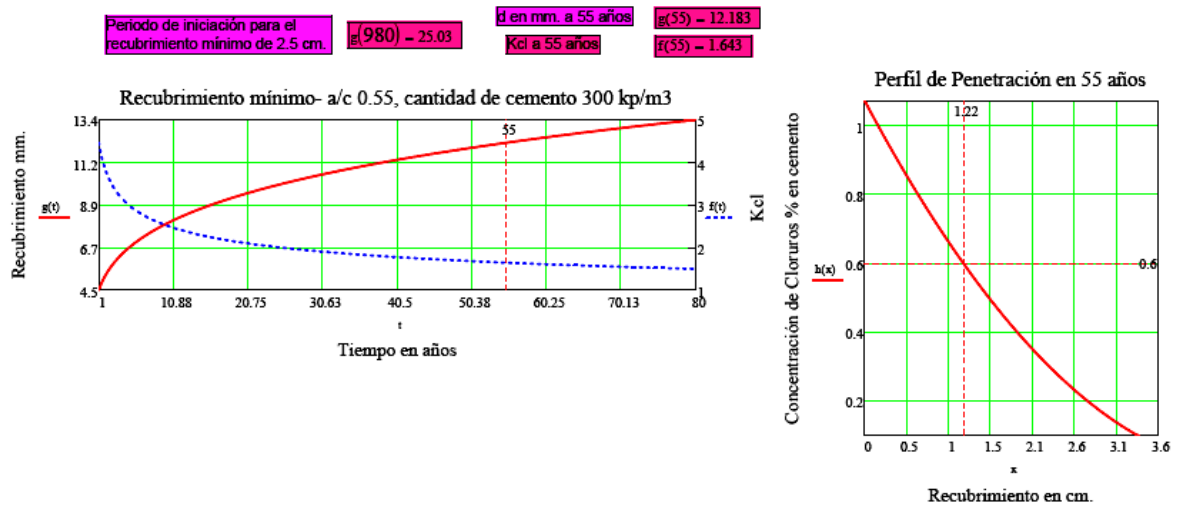


Figura.7.69, Ficha de cálculo del recubrimiento mínimo a 50 años, método semiprobabilista.

Como resumen de este análisis podemos presentar el siguiente cuadro, donde se observa la gran incertidumbre a la que pueden conducir tales cálculos.

<b>Análisis Semiprobabilista - Vida útil 50 años</b> <b>Tipo de Ambiente IIIa-500 - Condiciones Extremas</b>				
Tipo de Cemento	Condiciones de Dosificación	Recubrimiento mínimo estimado (mm.)	Recubrimiento mínimo s/ art.37 (mm.)	Tiempo necesario hasta la despasivación (años)
CEM I	Óptimas	11	45	13500
	Pésimas	31	45	240
CEM II /A-V	Óptimas	9	45	32000
	Pésimas	23	45	780
CEM III	Óptimas	4,5	25	51000
	Pésimas	12	25	980

Tabla 7.2

Dosificación Óptima. Relación a/c=0,40 y cantidad de cemento= 400 kg/m<sup>3</sup>

Dosificación Pésima. Relación a/c=0,55 y cantidad de cemento= 300 kg/m<sup>3</sup>

## 7.5.- Conclusiones respecto de los estudios deterministas y semiprobabilistas. EHE-08.

De los estudios y análisis efectuados se pueden concluir los siguientes aspectos:

1.- El coeficiente de seguridad propuesto en el anejo 9° ( $\gamma_t=1,1$ ), mediante el que se introduce el semiprobabilismo, es claramente escaso para garantizar la vida útil del elemento estructural. (Desde el análisis probabilista se puede hacer una propuesta de coeficiente de seguridad).

2.- El modelo propuesto de penetración de cloruros, ajusta bastante bien, en las condiciones de entorno de los parámetros propuestos con la 2° ley de Fick, a través de una función parabólica de 2° grado, por lo que se simplifica la resolución de la inversa de la función error de Gauss.

3.- No parece atender a ningún criterio, el conjunto de unidades empleadas en el anejo 9° de EHE-08, y sí parece indicar, la fuente de la información, el documento "NT BUILD 443" norma finlandesa para determinar la penetración del cloruro en el hormigón endurecido a través de testigos. Esta norma alerta sobre la aplicación respecto de las unidades de los ensayos a la hora de predecir la vida útil.

4.- Como consecuencia del punto anterior, se considera necesario conocer el origen de los datos de los coeficientes de difusión iniciales ( $D_0$ ) (RCM (NT BUILD 492)-CPM(NT BUILD 443) etc.....). También se debería evitar las discontinuidades en la propuesta de Concentración Superficial de cloruros.

En Ambientes III a-500-5000m., con hormigones de 350kg/m<sup>3</sup> de contenido de cemento, prácticamente no existe el riesgo de corrosión por cloruros sobre todo en el tramo 1500 a 5000 m. ( $C_{cr}=0,6$ ),

5.- En general, de la lectura del anejo 9 de EHE-08, parece que el Autor del proyecto tiene más capacidad para poder evaluar la acción de la agresión que la propia norma (¿?). Para cualquier otro tipo de acción (gravitatorias, viento, sismo, etc.) la normativa está más documentada.

6.- El tipo de cemento CEM I, presenta menores variaciones del coeficiente de difusión, para relaciones a/c 0,40-0,45, también en el tramo 0,50-0,55-0,60, que en el tramo 0,45-0,50 que es donde mayor variación tiene.

Los CEM III/A-V, tienen un comportamiento, en escala logarítmica, casi lineal, en su dependencia de la relación a/c.

Los CEM III, sufren mayores variaciones, respecto las relaciones a/c, en el Coef. de difusión, en los tramos 0,40-0,45-0,50, a partir de este último valor la pendiente, en escala logarítmica, se suaviza significativamente, para los valores 0,50-0,55-0,60.

En general, el comportamiento en el tiempo, del coeficiente de difusión, es fuertemente exponencial decreciente. En un año, se producen los mayores descensos y tienden a la estabilización a partir de los 10 años.

Los porcentajes de decrecimiento de los Coef. de difusión, respecto a los iniciales a 28 días son aproximadamente:

- 1 año.....72% respecto a los iniciales
- 5 años.....88%
- 10 años.....91%
- 25 años.....95%
- 50 años.....96%

7.- El Factor de edad (n), es un parámetro con relativa mayor significación, sobre los coeficientes de difusión, varían significativamente hasta el año y a partir de ahí casi permanece constante hasta los 10 años donde empieza a disminuir su influencia. Factores mayores de 0,5, proporcionan coeficientes de difusiones menores y viceversa.

8.- Respecto a los recubrimientos calculados.

Se han determinado los recubrimientos para cada tipo de cemento y ambiente, en función del contenido de cemento y la relación a/c, para unas edades de 50 y 55 años. Se resumen aquí los ambientes IIIa- 500m. Y IIIc-IV por ser los de mayor interés para la edificación.

50 años		
	Ambiente IIIa- 500m	Ambiente IIIc-IV
<b>CEM I</b>	1.1 a 3 cm.	4.4 a 7.3 cm.
<b>CEM II/AV</b>	0.9 a 2.3 cm.	3.5 a 5.4 cm.
<b>CEM III</b>	0.4 a 1.2 cm.	1.7 a 2.8 cm.

Tabla 7.3

55 años		
	Ambiente IIIa- 500m	Ambiente IIIc-IV
<b>CEM I</b>	1.1 a 3.1 cm.	4.5 a 7.5 cm.
<b>CEM II/AV</b>	0.9 a 2.3 cm.	3.6 a 5.6 cm.
<b>CEM III</b>	0.4 a 1.2 cm.	1.8 a 2.9 cm.

Tabla 7.4

Como se puede observar, las diferencias en los recubrimientos de 50 a 55 años, son mínimas y no pueden representar la seguridad frente a las incertidumbres que presenta el proceso.

9.- Respecto del contenido de cemento.

Tabla 7.5. Variación del recubrimiento , al variar el Contenido de cemento de 300 a 400 kg/m <sup>3</sup> , en 55 años						
a/c	Ambiente IIIa-500m			Ambiente IIIc-IV		
	CEM I	CEM II/AV	CEM III	CEM I	CEM II/AV	CEM III
<b>0.40</b>	1 cm.	0.8 cm.	0.4 cm.	0.5 cm.	0.4 cm.	0.2 cm.
<b>0.45</b>	1 cm.	0.8 cm.	0.4 cm.	0.5 cm.	0.4 cm.	0.2 cm.
<b>0.50</b>	1.3 cm.	1 cm.	0.5 cm.	0.7 cm.	0.5 cm.	0.3 cm.
<b>0.55</b>	1.4 cm.	1.1 cm.	0.6 cm.	0.8 cm.	0.6 cm.	0.3 cm.

---

Se observa la poca dependencia que presenta el recubrimiento del contenido de cemento. En particular, en los ambientes más agresivos, prácticamente no tiene significación.

Estos resultados no justifican la buena práctica de aumentar las cantidades de cemento por  $m^3$  para conseguir un hormigón más durable. Parece que contradice la experiencia.

Realmente, en el modelo propuesto, el aumento de cemento solo influye en la disminución del contenido superficial de cloruros, pero no, necesariamente en las cualidades intrínsecas del hormigón.

10.- Respecto del contenido inicial de cloruros en la masa de hormigón, en principio es un parámetro sobre el que se puede actuar desde la fase de diseño y ejecución, no obstante, no todos los cloruros aportados, por los materiales constitutivos, al hormigón, producen la despasivación del acero. Se debe distinguir entre cloruros libres y cloruros totales. Son los libres los que causan la rotura de la capa pasiva y en general pueden llegar a constituir un porcentaje pequeño del total de cloruros, dependiendo de muchos factores: Tipo y cantidad de cemento, relación a/c, grado de impurezas de la superficie del acero, etc. La norma no concreta el valor de cloruros libres y establece como contenido máximo un valor de 0,4% en peso de cemento, para estructuras de hormigón armado y 0,2% para las pretensadas.

En los análisis realizados, en condiciones extremas, se ha observado que este parámetro tiene prácticamente nula dependencia del recubrimiento mínimo de las armaduras, según el tipo de cemento y la relación a/c y muy escasa dependencia del contenido de cemento.

Lo que más influye en el recubrimiento en función del contenido inicial de cloruros, es el tipo de Ambiente. En ambientes poco o muy poco agresivos por cloruros, presenta una dependencia significativa, pudiendo llegar en casos extremos (contenidos superficiales de cloruros muy bajos, altos contenidos de cemento y un máximo de cloruros libres igual al total) a doblar los recubrimientos mínimos. En todo caso, como las agresiones son mínimas y los contenidos de cementos son altos, los recubrimientos son muy pequeños.

En ambientes claramente agresivos por cloruros (concentraciones superficiales de 0,5% en peso de hormigón) y máximo contenido inicial de cloruros libres iguales a la totalidad permitidos, no se llega a variar el recubrimiento mínimo de las armaduras un 30% respecto a la no existencia de contenido inicial.

La escasa influencia del tipo de cemento, relación a/c, y contenido de cemento, sobre este parámetro y debido a la posibilidad de control durante el proceso de diseño y ejecución, hace que en la literatura especializada al estudiar el estado límite de corrosión por cloruros se estimase, de forma muy limitada, el contenido inicial de cloruros.

## 7.6.- Estudio probabilista explícito para el estado límite de corrosión por cloruros propuesto por EHE-08.

En este apartado se va a discutir la propuesta del estado límite de corrosión para el periodo de iniciación, estudiado en los apartados anteriores y para sus mejores resultados; desde una metodología probabilista y tratar de establecer el índice fiabilidad y la probabilidad de fallo de la propuesta.

Utilizando los mejores resultados obtenidos de los recubrimientos, en el análisis semiprobabilista, para cada ambiente y tipo de cemento, así como el resto de valores propuestos en el anejo 9º, tanto para Coeficientes de Difusión, Factor de edad, Concentración Crítica de cloruros y Concentración superficial de cloruros, como valores medios. Se plantean los siguientes estudios probabilistas explícitos, utilizando la función límite del propio anejo, bajo las siguientes condiciones:

### 7.6.1.- Condiciones del estudio.

1.- El índice de fiabilidad ( $\beta$ ), se obtiene para los tres procedimientos que se describen en el capítulo 6, apartado 6.6, sobre fiabilidad estructural: First-order Reliability Method (FORM), Second order Reliability Method (SORM) y por importancia de muestreo basada en FORM/SORM. A partir de ahí se determina la probabilidad de fallo de la función límite que más ajusta, se obtiene también, la sensibilidad de las variables básicas y los coeficientes de seguridad y sus variaciones en el tiempo. También, en su caso, la probabilidad de fallo respecto la variación del recubrimiento.

2.- Se hacen distintas consideraciones de las variables básicas propuestas, también sus coeficientes de variación. En cada caso de estudio, se proponen las variables básicas, su variabilidad y su función distribución.

3.- En los casos más generales, se considera un hormigón en buenas condiciones de fabricación, colocación y curado, eligiendo la variabilidad de sus parámetros de la literatura especializada recopilada en el capítulo 5.

4.- Se estudia a tiempo de 50 años, los ambientes IIIa-500 y IIIc-IV, por ser, su periodo de iniciación, el determinante de la vida útil, ya que el periodo de propagación tiene escasa importancia debido al rápido deterioro que sufren los elementos sometidos a estos ambientes, estando en tal caso del lado de la seguridad y por tanto permitirá consideraciones sobre los índices de fiabilidad y las probabilidades de fallo. También para cada tipo de cemento de los propuestos.

5.- Se efectúan, inicialmente, dos tipos de estudios, los primeros considerando los coeficientes de variación de las variables básicas como fijos, estudiando la influencia de las variables básicas significativas en las probabilidades de fallo y unos segundos estudios en los que son fijas las variables básicas y lo que varía es su variabilidad al objeto de conocer su significación.

6.- Se estudia el comportamiento de la probabilidad de fallo, comparativamente, entre un hormigón de buenas cualidades o prestaciones y otro de malas (peores) cualidades, le he llamado hormigón bueno (HB) y hormigón malo (HM).

7.- Se estudia la probabilidad de fallo, en ciertas condiciones, bajo la influencia de la variabilidad total del conjunto paramétrico interviniente. Esta variabilidad se moverá en un rango del 5% al 70%

8.- Se estudia y comparan valores de recubrimientos, obtenidos de forma determinista y en condiciones probabilistas con objeto de conocer y valorar los márgenes o coeficientes parciales de seguridad de la metodología semiprobabilista. También se estudia, desde un planteamiento teórico sencillo, el coeficiente parcial de seguridad y su encaje en los resultados obtenidos. Se plantean diversas propuestas a tal coeficiente.

9.- Todos los datos aquí expuestos están referenciados en los distintos anejos de cálculo y en anejos informáticos de bases de datos para las distintas aplicaciones informáticas utilizadas.

10.- Por último, Las valoraciones efectuadas atienden a las propuestas planteadas en el capítulo 4º de esta tesis, respecto de los índices de fiabilidad y probabilidades de fallo, para el estado límite de durabilidad.

### 7.6.2.- Determinismo-Probabilismo. Coeficiente parcial de seguridad. (Anejo 5)

Como se ha visto en los apartados precedentes, se han cuestionado, desde un punto de vista práctico, por la aplicación de forma determinista y semiprobabilista, los casos posibles. No dando respuesta, el estado límite propuesto, suficientemente fiable para la incertidumbre del proceso.

Inicialmente estudiaré mediante un procedimiento teórico simple la consideración del coeficiente parcial de seguridad, para pasar del modelo determinista al semiprobabilista.

En la formulación probabilista del estado límite de durabilidad, se condicionan las inecuaciones  $R(t_g) - S(t_g) > 0$  ó alternativamente  $t_L - t_g > 0$ , donde  $t_L$  es la vida útil valorada a través de la metodología probabilista y  $t_g$  la vida útil pretendida, estableciéndose la máxima probabilidad de fallo a lo largo de la vida pretendida  $t_g$ . (Radomir Folić, Architecture and Civil Engineering Vol. 7, No 1, 2009).

Se considera una función de distribución logarítmica normal para la función  $t_L$ , valor estimado de vida útil. La probabilidad de que la vida útil sea menor que un determinado valor "t" será:

$$P(t_L < t) = P(\ln t_L < \ln t) = \Phi(-\beta)$$

Siendo

$$\beta = \frac{\mu(y) - \ln t}{\sigma(y)}$$



En donde:

$$\mu(y) = Ln.\mu(t_L) - \frac{1}{2}\sigma^2(y)$$

$$\sigma^2(y) = Ln.\left(1 + \left(\frac{\sigma(t_L)}{\mu(t_L)}\right)^2\right)$$

$$CoV(t_L) = \frac{\sigma(t_L)}{\mu(t_L)}$$

Por lo que:

$$\beta.\sigma(y) = \mu(y) - Ln.t \Rightarrow \mu(y) = \beta.\sigma(y) + Ln.t$$

$$Ln.\mu(t_L) - \frac{1}{2}Ln.(1 + CoV(t_L)^2) = \beta.[Ln(1 - CoV(t_L)^2)]^{1/2} + Ln.t$$

$$Ln.\mu(t_L) - Ln.t = \beta.[Ln(1 - CoV(t_L)^2)]^{1/2} + \frac{1}{2}Ln.(1 + CoV(t_L)^2)$$

así:

$$Ln\left[\frac{\mu(t_L)}{t}\right] = \beta.[Ln(1 - CoV(t_L)^2)]^{1/2} + \frac{1}{2}Ln.(1 + CoV(t_L)^2)$$

Como:  $\mu(t_L) = \gamma.t_g$

$$t = t_g$$

$$\gamma = \frac{\mu(t_L)}{t}$$

Tomando antilogaritmos:

$$\gamma = e^{\beta[Ln(1 - CoV(t_L)^2)]^{1/2} + \frac{1}{2}Ln(1 + CoV(t_L)^2)}$$

La expresión anterior relaciona, de forma simplificada, el coeficiente parcial de seguridad  $\gamma$  con el índice de fiabilidad  $\beta$  y la variabilidad  $C_0V$ . Por tanto, si pretendemos un coeficiente parcial de 1,1 como el que indica el anejo 9º de EHE-08, con un índice de fiabilidad 1,3 la expresión anterior nos determinaría un coeficiente de variación de 0,7%, valor claramente escaso para evaluar las incertidumbres del proceso.

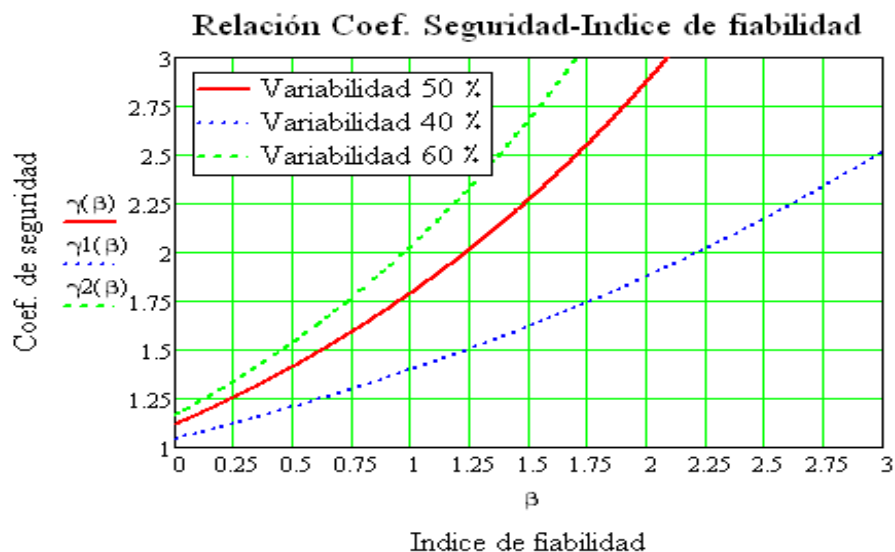


Fig. 7.70, Relaciones entre los índices de fiabilidad y los coeficientes de seguridad

Teniendo en cuenta todas estas consideraciones iniciales, no se debería de aceptar un coeficiente de seguridad parcial menor de 1,55 que se correspondería con un índice de fiabilidad  $\beta = 1,3$  y un coeficiente de variación del 30%.

Existen normas, (EN 206-1, EN-1990, la propia EHE-08, DB-SE, etc.), que, fundamentándose en este tipo de análisis, proponen como índice de fiabilidad 1,5; determinan probabilidades de fallo cercanas al 7%, y coeficientes de variación del 50%. En estas condiciones el coeficiente parcial sería 2.3. En estas normativas, para riesgos más elevados (hospitales, teatros, etc.) se propone una probabilidad de fallo menor, del orden de 2,3%, (lo que viene a suponer un índice de fiabilidad de 2), por lo que para estas condiciones y una variabilidad del 50% se estaría en un coeficiente de seguridad próximo a 3.

Todas estas comprobaciones apoyan los análisis deterministas efectuados en esta tesis, que corroboran la insuficiencia del coeficiente de seguridad parcial propuesto por el anejo 9º de EHE-08.

Desde un punto de vista práctico he efectuado análisis numéricos probabilistas sobre valores obtenidos por los procedimientos deterministas anteriormente expuestos, para poder verificar los extremos teóricos anteriores.

Se elige para cada tipo de ambiente (III a-500 y III c-IV), un hormigón de relación a/c= 0,4, Contenido de cemento 350 kg/m<sup>3</sup>, tiempo 50 años y para cada tipo de cemento (CEM I, CEM II/A-V y CEM III), se recogen los recubrimientos deterministas y semiprobabilistas. En tales condiciones se efectúan los cálculos probabilistas, primero para conocer, cual es la variabilidad de los supuestos para obtener una probabilidad de fallo de aproximadamente entre 11% y 13%, con el recubrimiento semiprobabilista. Posteriormente y aceptando una variabilidad mínima de 10% y probabilidades de fallo también en el orden anterior, estimar los recubrimientos necesarios, relacionándolos con los obtenido en el planteamiento determinista.

Los resultados de tales cálculos están presentados en el anejo nº 5 de esta tesis, con las siguientes conclusiones:

1.- Para los valores de los recubrimientos obtenidos con arreglo al anejo 9 de la EHE-08 y para 55 años, aceptando una probabilidad de fallo del orden del 12%, (aproximadamente  $\beta = 1.1$ ), la variabilidad de las variables básicas queda reducida, aproximadamente a un 1%, en el caso de ambiente III c y aproximadamente a 0.6% en ambiente III a-500; valores con una clara correspondencia (CoV=0,65%) con el obtenido, de un modo simplificado y teórico, anteriormente expuesto.

2.- Para conseguir probabilidades de fallo en el entorno del 10%, con CoV de todas las variables del 10%, los recubrimientos obtenidos en el modelo determinista a 50 años deberían multiplicarse por 1,5 para ambiente III a-500 y por 1,3 en ambiente III c.

En la figura 7.71, se representa un ejemplo de los análisis efectuados en el anejo 5, donde se observa que:

- Para un recubrimiento semiprobabilista ( $R_s=1,6$  cm., a 55 años), para obtener una probabilidad de fallo del orden del 10% a 50 años, el CoV de las variables básicas debe ser del orden de 0,6% (línea negra). Podemos observar por tanto que la EHE-08 nos exige conocer las variables básicas sin apenas grado de incertidumbre y que no va a existir ninguna probabilidad de fallo hasta aproximadamente los 45 años, cuando esta empezará a crecer exponencialmente (irreal)
- Comparando este recubrimiento con un valor determinista ( $R_d=1,56$  cm., a 50 años, línea verde); que es lo que hace la EHE-08 para dotar de seguridad al proceso; vemos que para este caso la probabilidad de fallo se sitúa en el 50% para la misma variabilidad de 0.6%. En este caso, si probamos a darle una variabilidad mayor, del 30%, por ejemplo, a las variables (línea azul) vemos que a 50 años, estamos aproximadamente en la misma probabilidad de fallo del 50%, pero ahora la probabilidad de fallo crece desde el primer año.
- Si queremos mantener una probabilidad de fallo del 10% a 50 años y una variación de las variables del 10% (por lo menos) el recubrimiento esperado probabilista sería de  $R_p= 2,25$  cm. (línea granate). En esta la probabilidad de fallo va aumentando de manera progresiva hasta alcanzar el valor del 10% de una forma más real.

Por lo que comparando este valor con el determinista anterior:  $R_p/ R_d = 1,44$ .

### Ambiente IIIa-CEM I-Cc=350 kg/m<sup>3</sup>- a/c=0.4-t=50 años

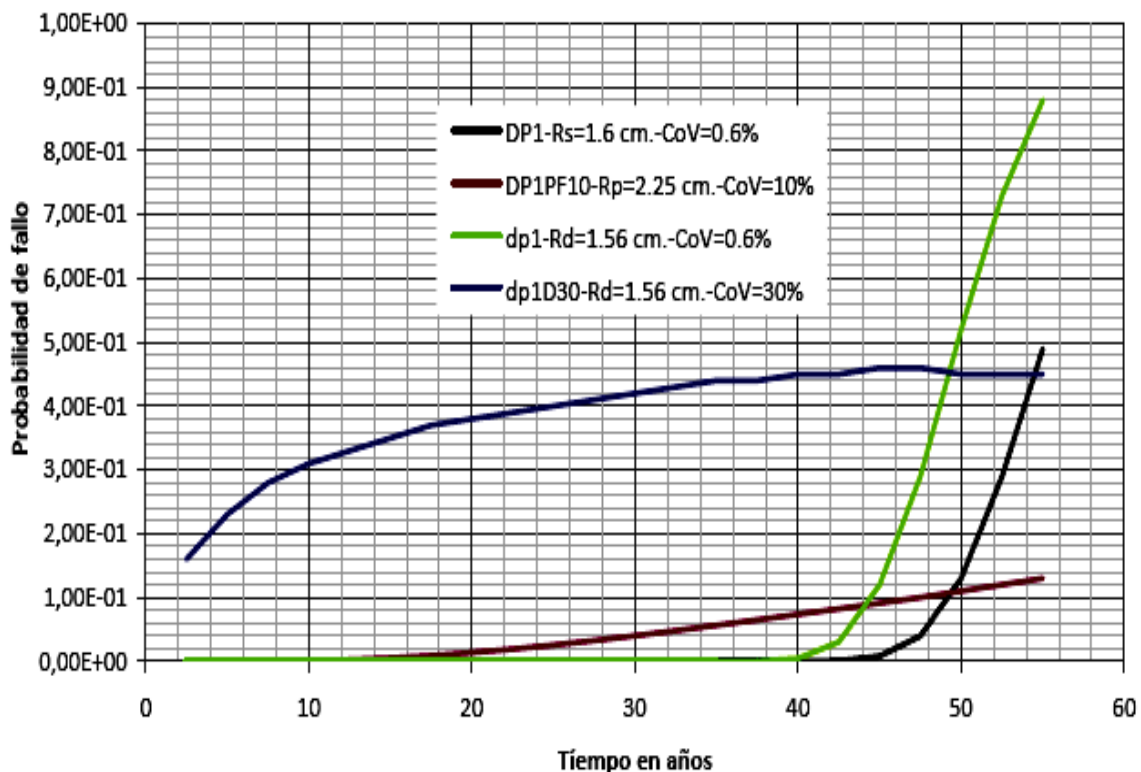


Fig. 7.71, Probabilidades de fallo para recubrimientos semiprobabilísticos.

De forma análoga se ha analizado, dentro de cada ambiente y para cada tipo de cemento, estas razones, presentando el siguiente resultado:

Ambiente III a-500.	CEM I,	Coef.= 1,44
Ambiente III a-500,	CEM II/A-V,	Coef.= 1,53
Ambiente III a-500.	CEM III,	Coef.= 1,50
Ambiente III c	CEM I,	Coef.= 1,30
Ambiente III c	CEM II/A-V,	Coef.= 1,33
Ambiente III c	CEM III,	Coef.= 1,30

La figura 7.72 correlaciona las probabilidades de fallo del gráfico anterior, con los índices de fiabilidad, en los supuestos estudiados y en el tiempo.

### Ambiente IIIa-CEM I-Cc=350 kg/m<sup>3</sup>- a/c=0.4-t=50 años

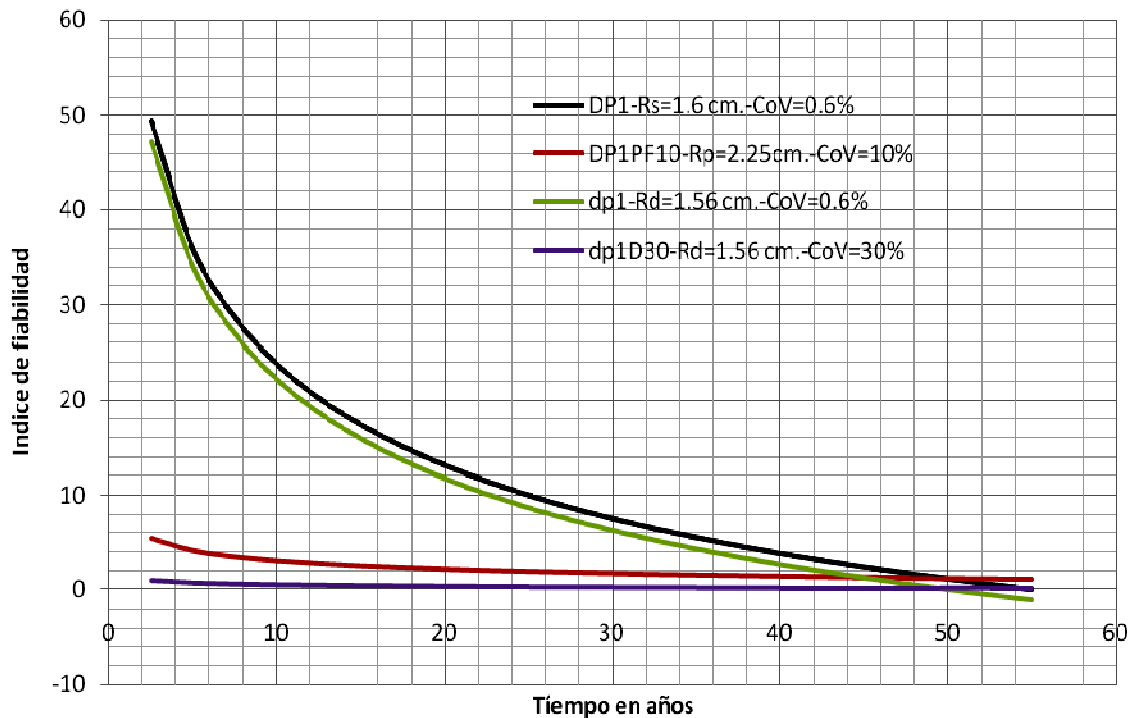


Fig. 7.72, Índices de fiabilidad para recubrimientos de la figura anterior.

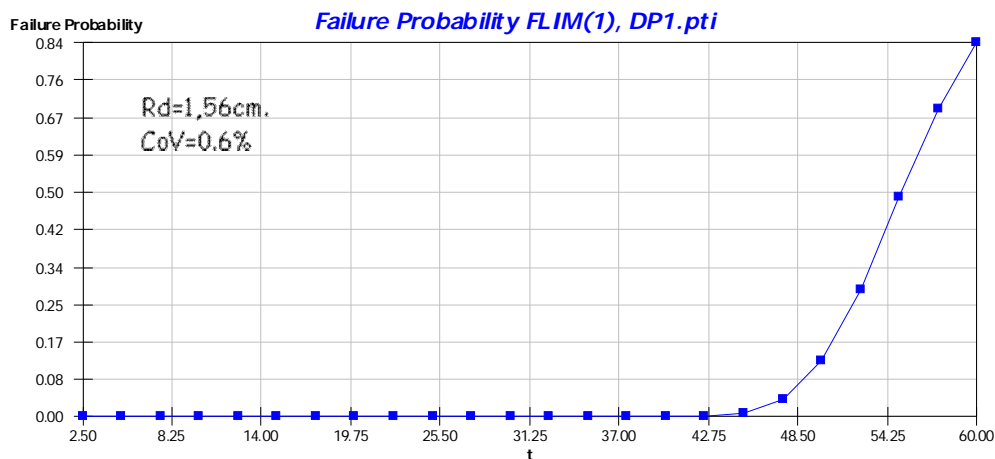
3.- En las figuras de las siguientes páginas, se presentan las probabilidades de fallo de los distintos casos analizados en el anejo 5, de donde se extraen las conclusiones anteriores. También, en cada caso, los gráficos que representan los cosenos directores de los vectores de las variables básicas, y expresan la significación, de cada variable en el supuesto estudiado o analizado. En este sentido se puede observar que tales cosenos directores, dentro de cada ambiente, no alteran la significación de las variables, en función del tipo de cemento ni la variabilidad de tales variables básicas. Lo que indica que:

a.- **En el ambiente IIIa-500**, las variables básicas más significativas son: La Concentración Crítica de cloruros y casi con la misma significación; La Concentración Superficial de cloruros y el Factor de edad del coeficiente de difusión de cloruros.

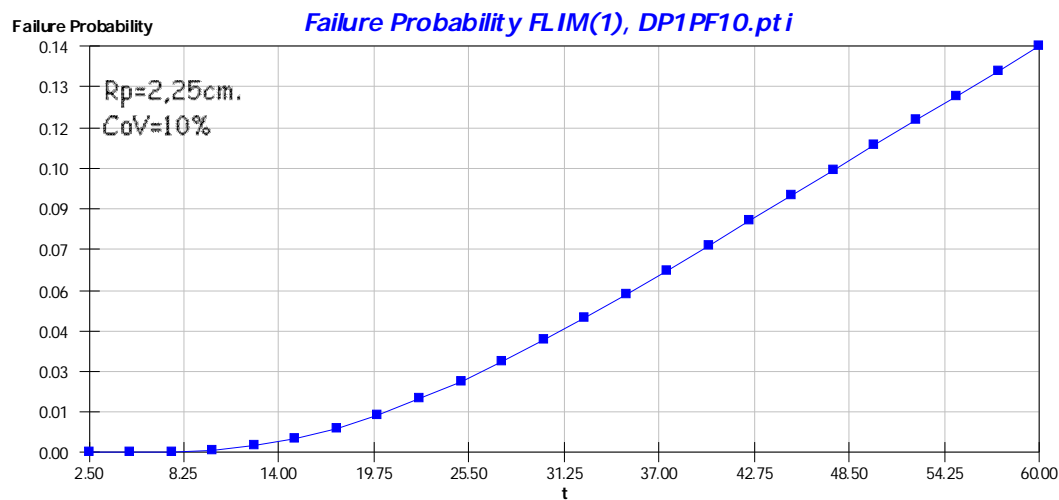
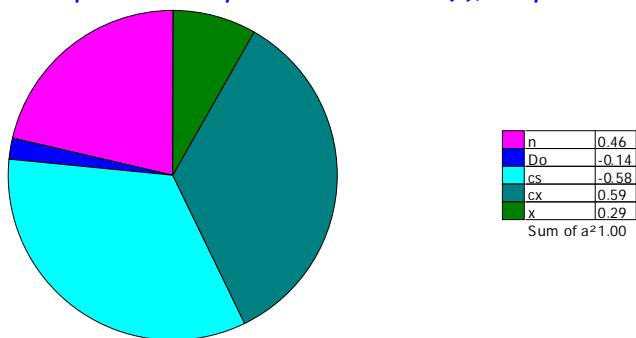
b.- **En ambiente IIIc**, la significación de las variables básicas corresponden al Factor de edad del coeficiente de difusión de cloruros, con un coseno director de la variable de 0,79, seguido del recubrimiento con aproximadamente 0,50, el resto de las variables son de relativa menor importancia en las probabilidades de fallo.

**Ambiente IIIa -Cc=350 Kg/m3-CEM I- a/c=0.40 - t=50 años**

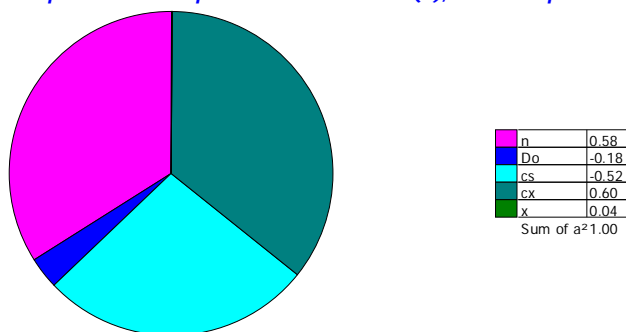
**Rp=2,25cm.  
Rs=1.60cm.  
Rd=1.56cm.**



*Representative Alphas of Variables FLIM(1), DP1.pti*

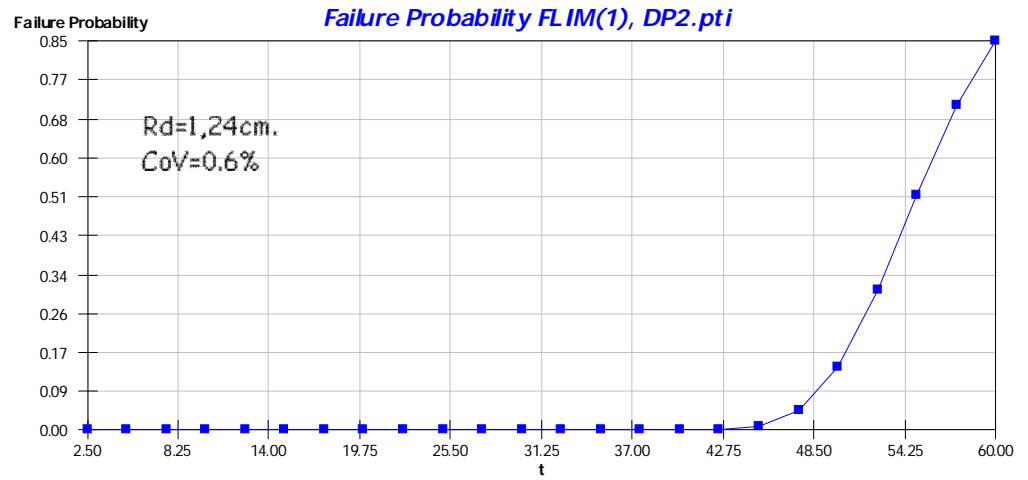


*Representative Alphas of Variables FLIM(1), DP1PF10.pti*

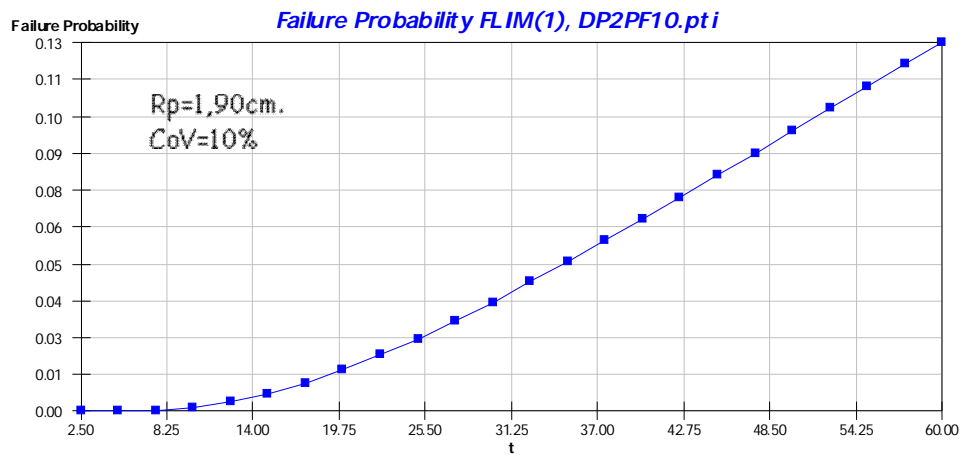
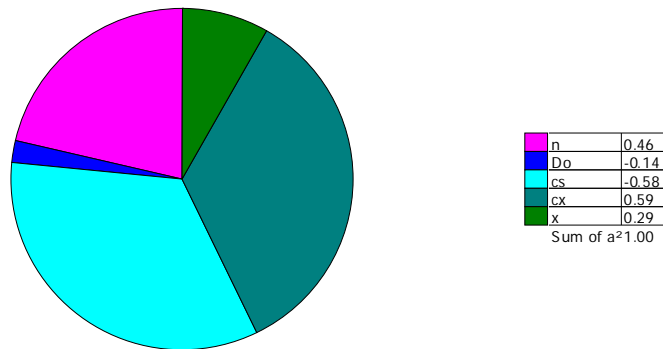


Ambiente IIIa -Cc=350 Kg/m3-CEM II/A-V- a/c=0.40 - t=50 años

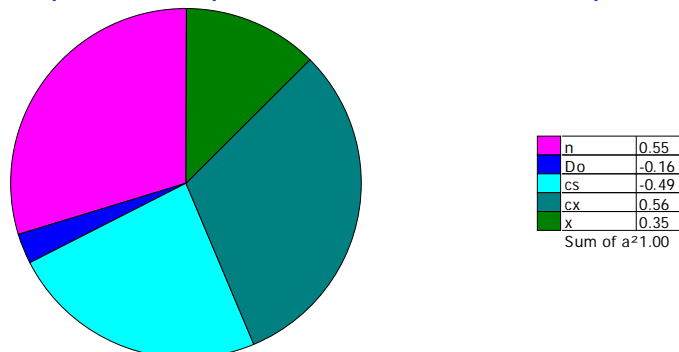
Rp=1,90cm.  
Rs=1.29cm.  
Rd=1.24cm.



*Representative Alphas of Variables FLIM(1), DP2.pti*

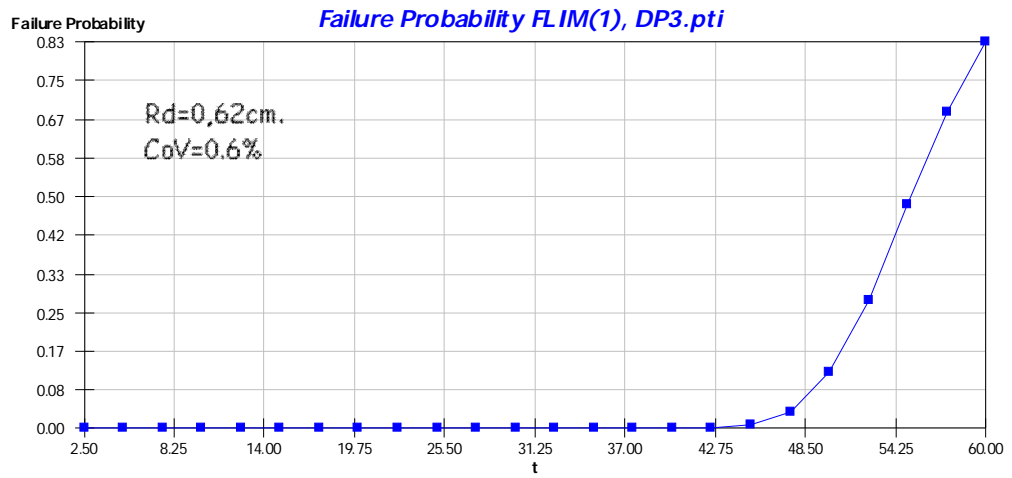


*Representative Alphas of Variables FLIM(1), DP2PF10.pti*

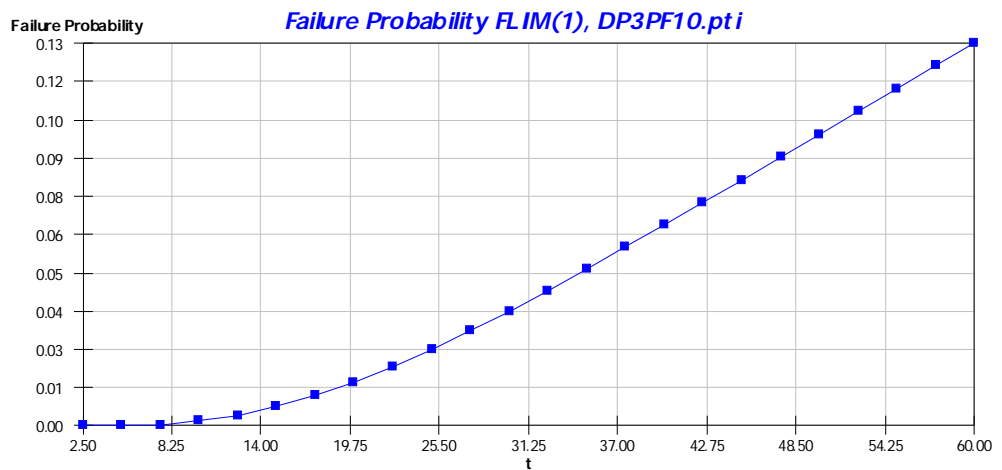
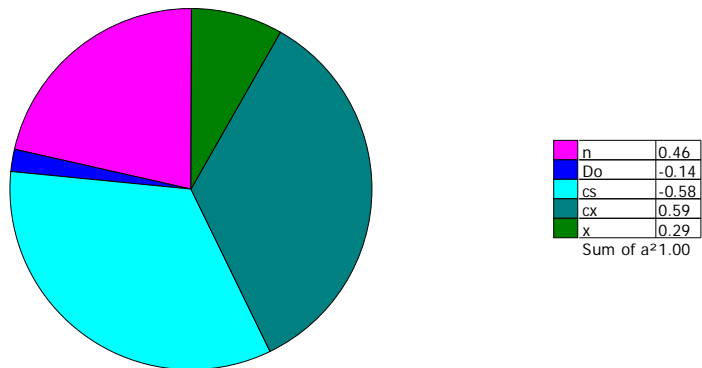


**Ambiente IIIa -Cc=350 Kg/m3-CEM III- a/c=0.40 - t=50 años**

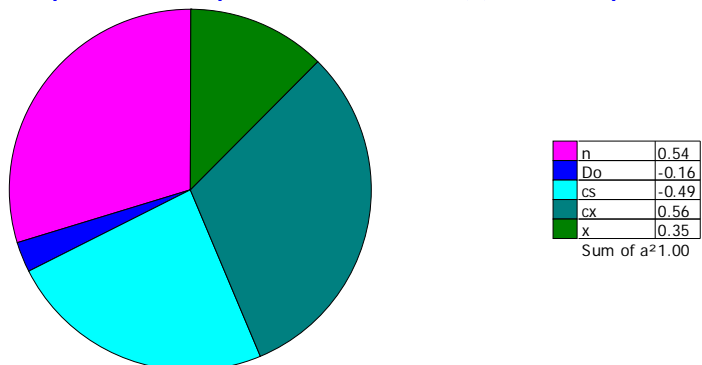
**Rp=0,93cm.  
Rs=0,635cm.  
Rd=0,62cm.**



**Representative Alphas of Variables FLIM(1), DP3.pti**



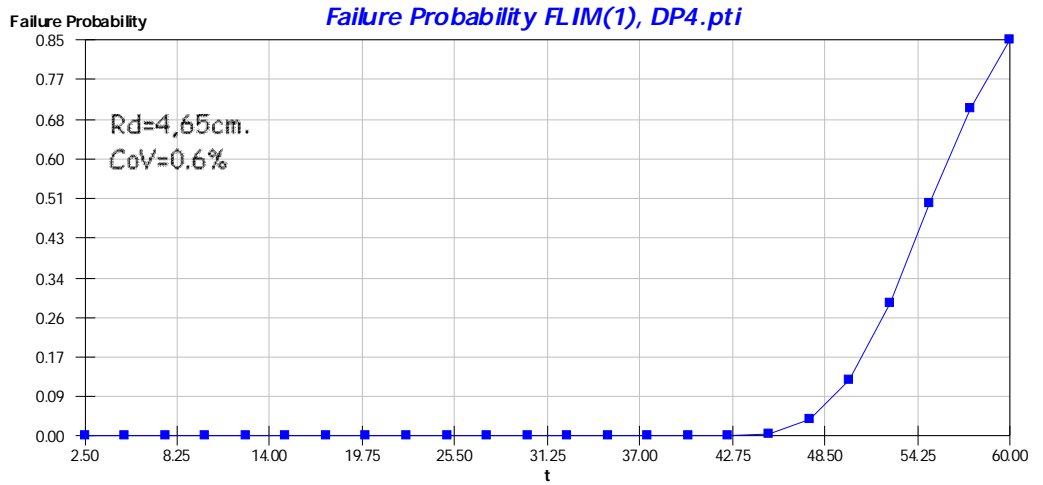
**Representative Alphas of Variables FLIM(1), DP3PF10.pti**



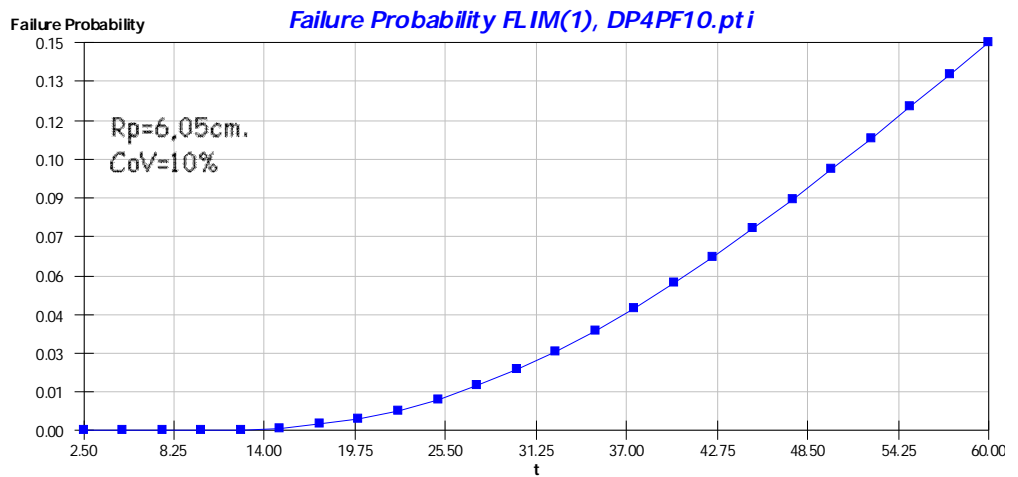
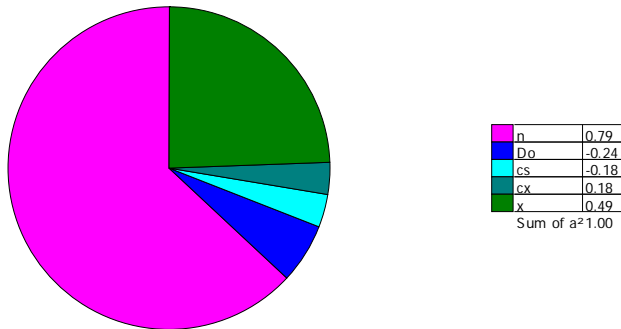


Ambiente IIIc -Cc=350 Kg/m3-CEM I- a/c=0.40 - t=50 años

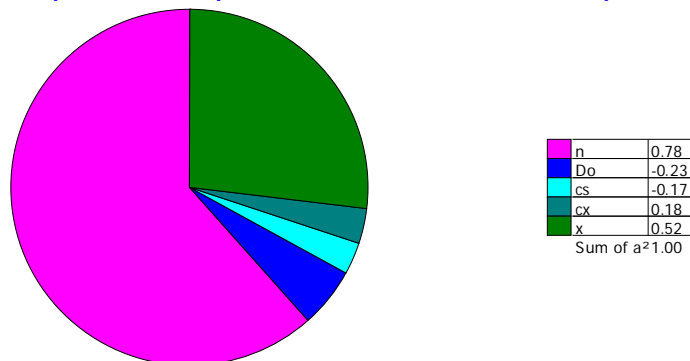
Rp=6,05cm.  
Rs=4,76cm.  
Rd=4,65cm.



Representative Alphas of Variables FLIM(1), DP4.pti

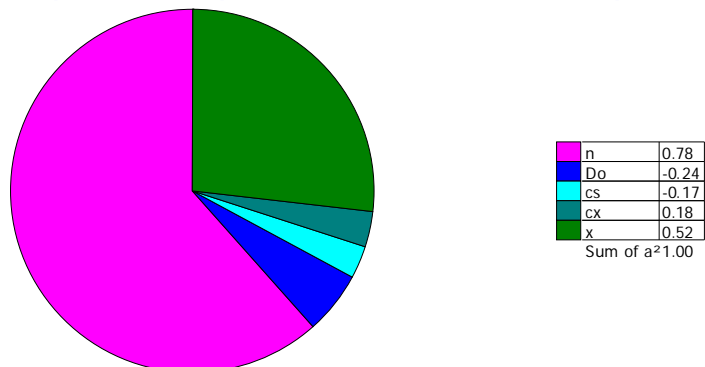
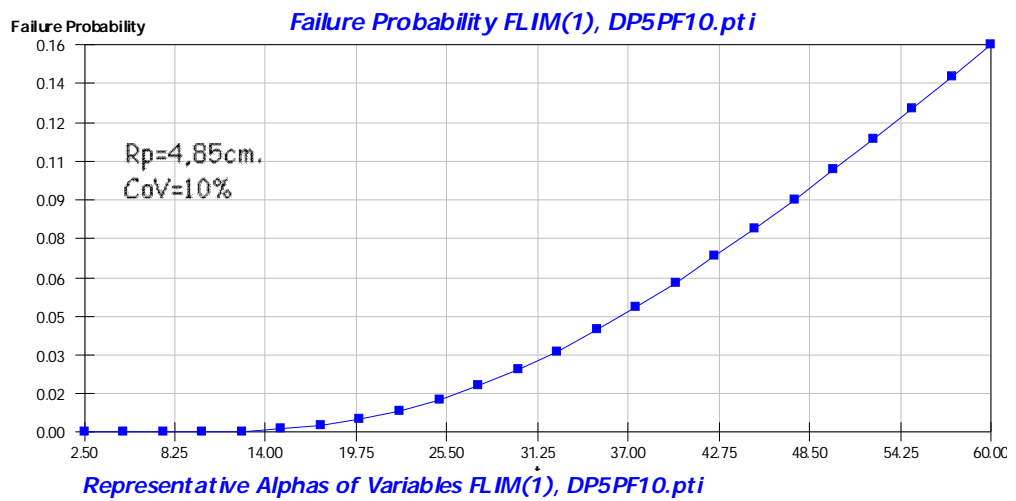
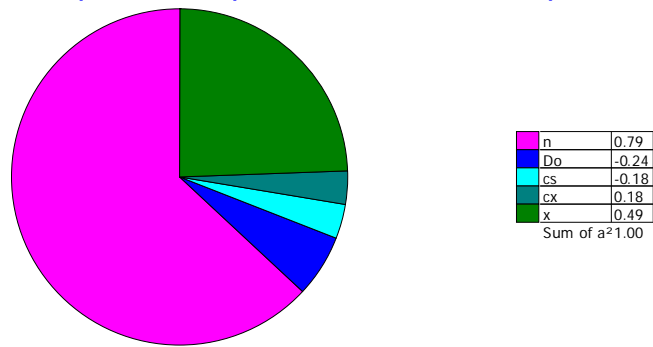
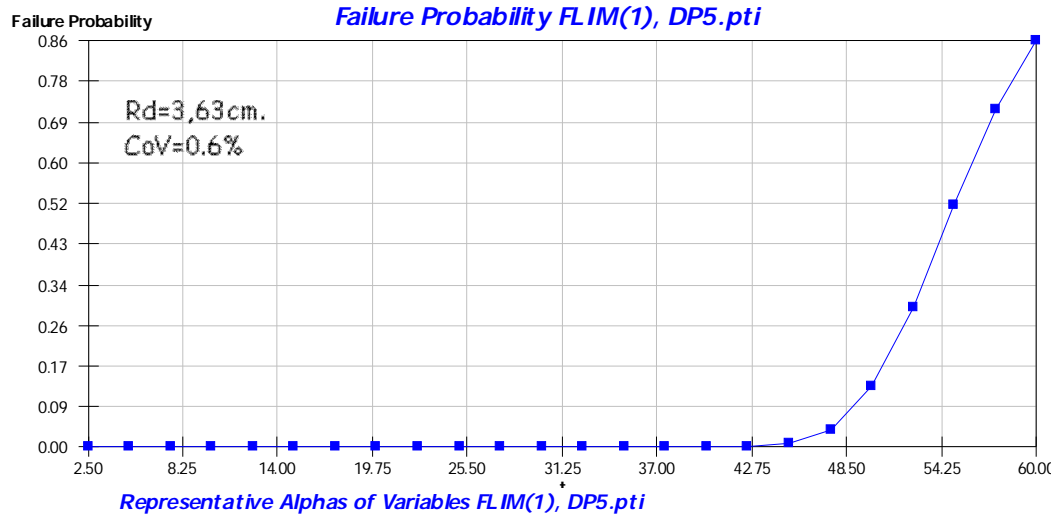


Representative Alphas of Variables FLIM(1), DP4PF10.pti



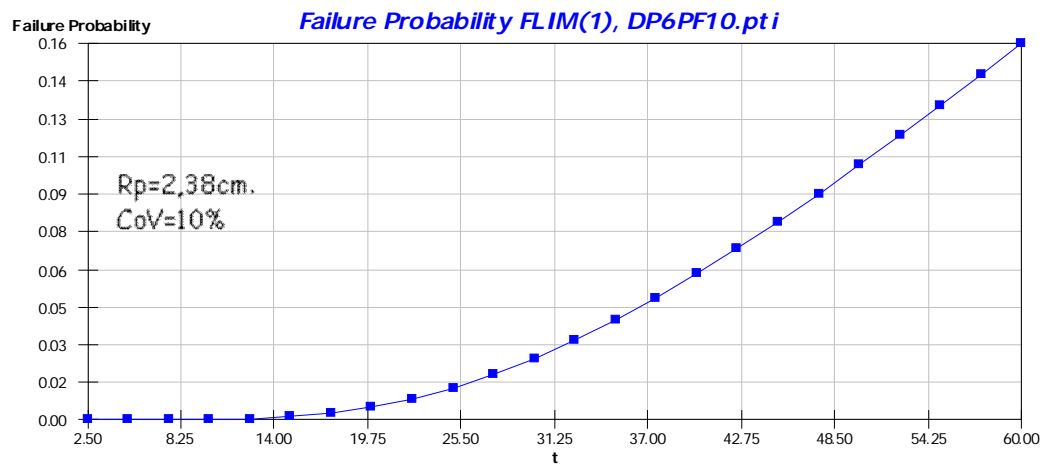
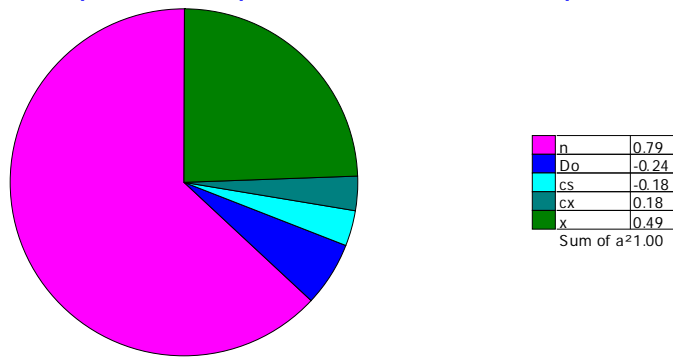
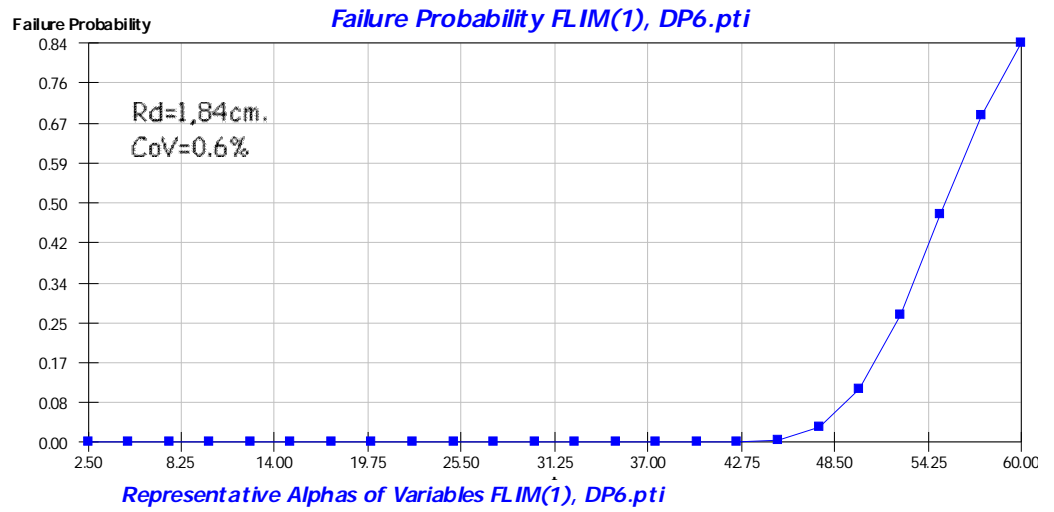
Ambiente IIIc -Cc=350 Kg/m3-CEM II/A-V- a/c=0.40 - t=50 años

Rp=4,85cm.  
Rs=3,84cm.  
Rd=3,63cm.

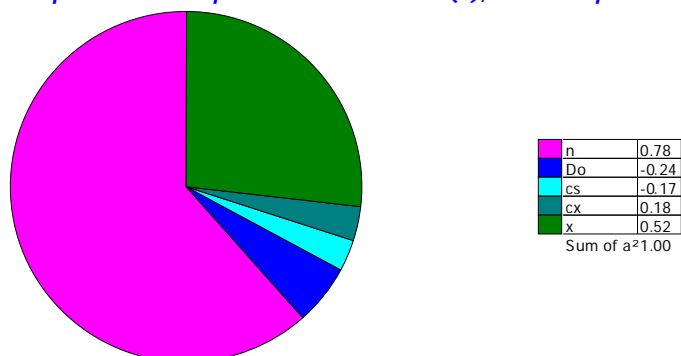


**Ambiente IIIc -Cc=350 Kg/m3-CEM III- a/c=0.40 - t=50 años**

**Rp=2,38cm.  
Rs=1,89cm.  
Rd=1,84cm.**



*Representative Alphas of Variables FLIM(1), DP6PF10.pti*



### 7.6.3.- Influencia de la variabilidad conjunta de las variables básicas sobre la probabilidad de fallo.

Se trata de, sobre un supuesto ambiente y hormigón, estudiar el comportamiento de la probabilidad de fallo cuando la variabilidad de todas las variables básicas presentan CoV entre el 5% y el 70%, variabilidades que podríamos considerar extremas.

Se consideran las siguientes variables básicas: Ambiente III a-500, hormigón con cemento CEM I, relación a/c=0,40, Contenido de cemento 300 kg/m<sup>3</sup>, y para ver el comportamiento en el tiempo se eligen dos recubrimientos de la armadura:

- **2,20 cm.** valor ligeramente superior al mínimo exigido por la EHE-08 (2.05 cm) y
- teniendo en cuenta las relaciones entre el determinismo y probabilismo vistas en el apartado anterior, un valor probable serían **4 cm.**

La variabilidad de tales variables se produce con arreglo a la serie 5%, 10%, 15%, 30% y 70%. Los cálculos justificativos se recogen en el correspondiente anejo 6, y los resultados son los que aquí se resumen:

1.- En la figura 7.73, se representan las probabilidades de fallo, para las distintas variabilidades de las variables básicas en relación con el tiempo y para un recubrimiento de 2,2 cm.

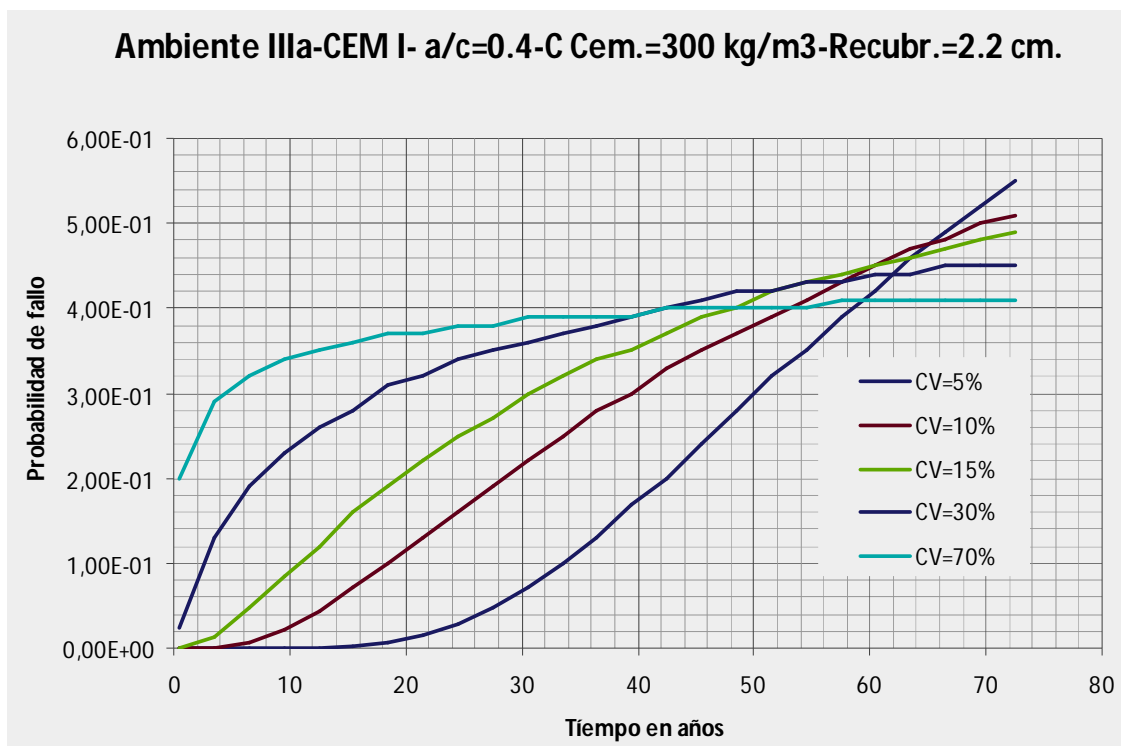


Figura 7.73, Probabilidad de fallo para distintos coeficientes de variación y r=2,2 cm.

Se puede observar que en el entorno de los 60 años todos los cálculos con distintas variabilidades proporcionan una probabilidad de fallo en el entorno de 40%-45%, próximo al valor determinista (50%) y por tanto el hecho de existir variabilidad entre el 5 y el 70 %

es poco significativo para esa edad; es decir, no nos va a afectar el grado de conocimiento de las variables ya que acabaremos siempre con la misma probabilidad de fallo.

En 50 años el conjunto de probabilidades de fallo varía entre el 30 % para variabilidades del 5% y 42% para variabilidades del 30%. Es curioso comprobar que con incertidumbre de las variables del 70% la probabilidad de fallo a 50 años se sitúa en 40%, menor valor que con variabilidad 30%. Esto es debido a que el recubrimiento de 2,2 es algo superior al determinista (2,05).

Si aceptamos como valor adecuado para este estado límite una probabilidad de fallo del 10%, la edad de despasivación en función de la variabilidad del conjunto de las variables básicas sería:

Para:            CoV= 30% ----- 3 años  
                   CoV= 15% -----11 años  
                   CoV= 10% -----18 años  
                   CoV=5% -----34 años

En la figura 7.74, se representan, ahora, las probabilidades de fallo, para las distintas variabilidades en relación con el tiempo y para un recubrimiento de 4 cm.

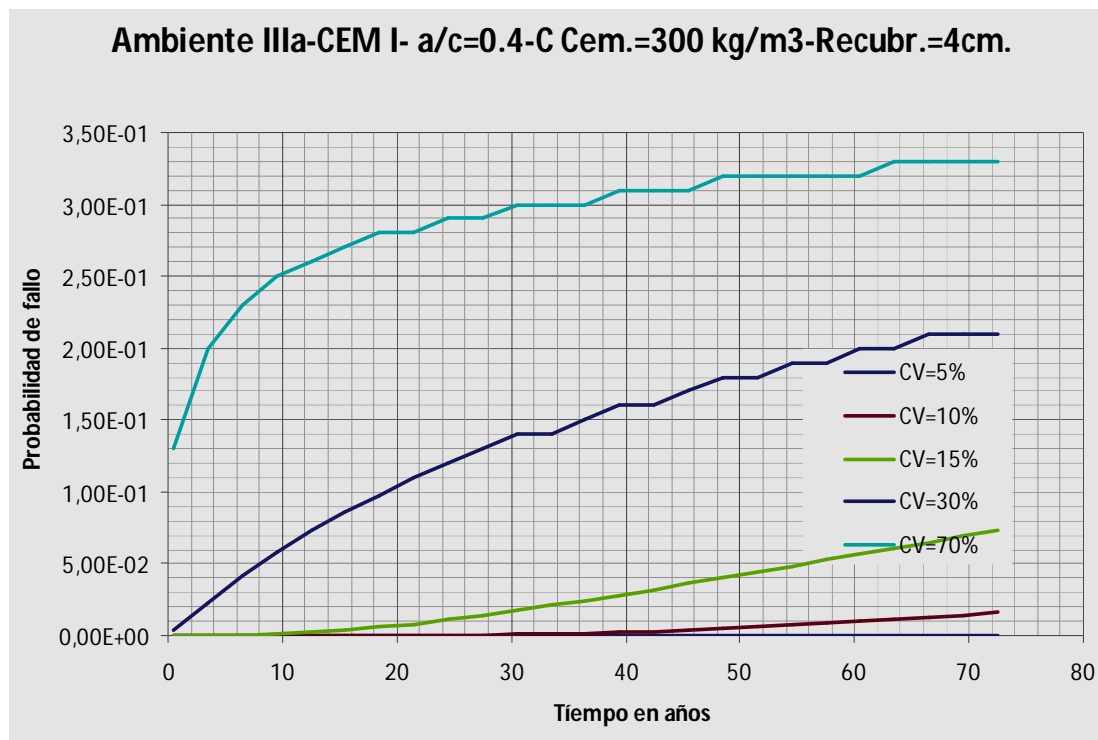


Fig. 7.74, Probabilidad de fallo para distintos coeficientes de variación y r=4 cm.

Ahora al ser el recubrimiento superior al valor determinista (2.05 cm.), las probabilidades de fallo disminuyen de forma muy significativa, solamente grandes variabilidades proporcionan probabilidades de fallo altas a 50 años. Por tanto el grado de conocimiento de las variables nos va a influir de un modo significativo en la probabilidad de fallo.

Si aceptamos, al igual que en el gráfico anterior, como valor adecuado para este estado límite una probabilidad de fallo del 10%, la edad de despasivación en función de la variabilidad de las variables básicas sería ahora:

Para            CoV= 30% ----- 20 años  
                   CoV= 15% ----- >50 años  
                   CoV= 10% ----- >50 años  
                   CoV=5% ----- >50 años

Variabilidades superiores al 30% suponen variables con una alta incertidumbre, lo que restringiría de manera importante la eficacia de estas metodologías, dando resultados con una elevada probabilidad de fallo.

2.- En la figura 7.75 se representan las relaciones de las probabilidades de fallo respecto del recubrimiento, para cada variabilidad de las variables básicas.

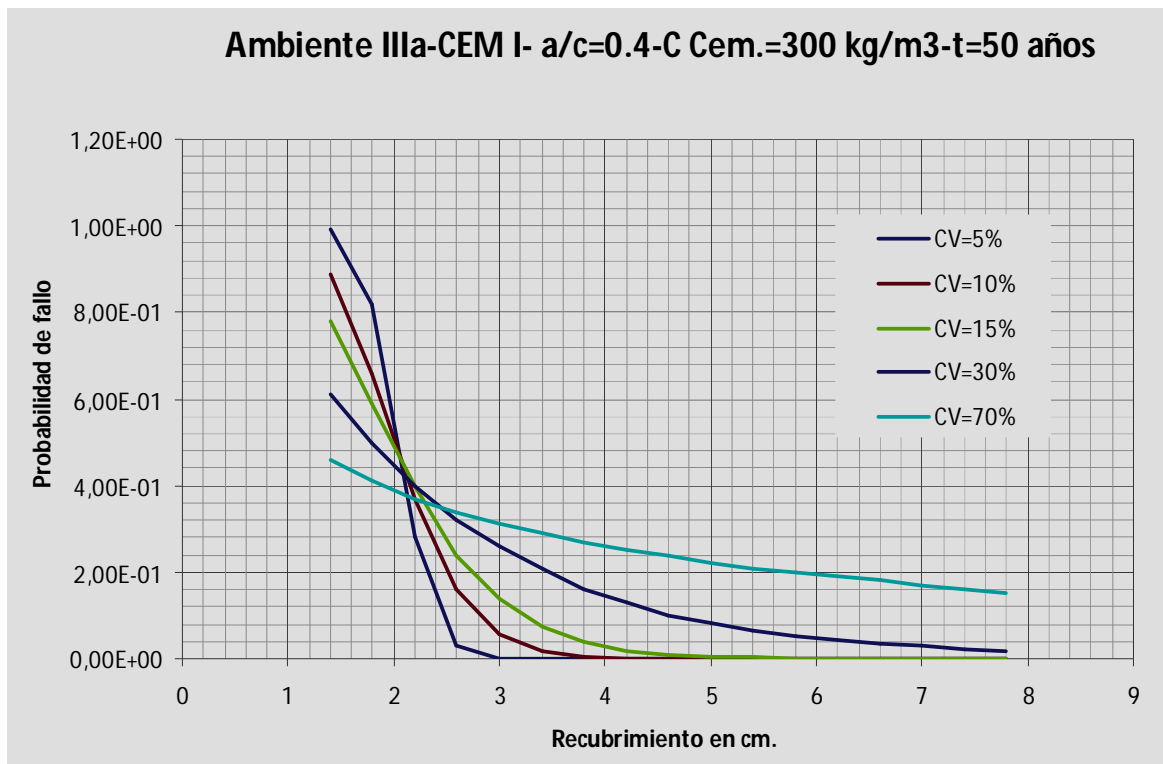


Figura 7.75, Probabilidad de fallo para distintos coeficientes de variación respecto del recubrimiento

Se observa que para cualquier variabilidad comprendida entre el 5% y el 70% un recubrimiento entre 2,1 y 2,2 cm. proporciona una probabilidad de fallo del 40%, estos valores de recubrimiento están muy cerca del valor determinista, calculado en otra parte de esta tesis y que es 2,05 cm, para el cual, la probabilidad de fallo será 50%, y no importaría la variabilidad de las variables básicas como se puede observar en la figura 6.3.3

Si aceptamos como probabilidad razonable de fallo el 10%, se tendrían los siguientes resultados de recubrimientos para las distintas variabilidades.

CoV= 5%-	Recubrimiento= 2,5 cm.
CoV= 10%-	Recubrimiento= 2,8 cm.
CoV= 15%-	Recubrimiento= 3,3 cm.
CoV= 30%-	Recubrimiento= 4,6 cm.
CoV= 70%-	Recubrimiento= > 8 cm.

A la vista de los análisis efectuados y de los resultados hasta aquí obtenidos, parece prudente ajustar los valores de la variabilidad de las variables básicas a valores no superiores al 30%. Para variabilidades superiores esta metodología no sería eficaz.

3.- Una vez analizada la variabilidad conjunta de las variables, vamos a ver dentro de cada conjunto cuál de esas variables tiene más influencia.

Dentro de cada conjunto de cálculo, se puede observar, que la significación de las variables básicas, **no cambian con la variabilidad** (ver cosenos anejo 6). Así se determina, que para el conjunto de cálculos en los que el recubrimiento se ha establecido en **2,2 cm**, (valor próximo al determinista), los cosenos directores de los vectores de las variables básicas, para cualquier variabilidad representan una significación de:

recubrimiento	= 0,36
factor de edad	= 0,58
Coef. difusión	= 0,18
conc. Superficial	= 0,50
conc. Crítica	= 0,51

Obsérvese que la variable básica que presenta mayor significación es el **factor de edad del coeficiente de difusión**.

En el caso del conjunto de cálculos para un recubrimiento de **4 cm.**, las significaciones serían:

recubrimiento	= 0,45
factor de edad	= 0,64
Coef. difusión	= 0,19
conc. Superficial	= 0,37
conc. Crítica	= 0,46

De nuevo es el **factor de edad**, la variable básica con mayor significación, aumentando con la disminución de la probabilidad de fallo que se produce al aumentar el recubrimiento.

Para el conjunto de cálculos, tomando el recubrimiento como parámetro variable a 50 años, los resultados de las significaciones se aproximan bastante bien con los resultados obtenidos para recubrimiento de 2,2 cm (valor determinista utilizado).

Dentro del conjunto de cálculos, y para variabilidades hasta el 30%, tampoco se observan variaciones significativas en los coeficientes parciales de seguridad (ver cosenos anejo 6). Este hecho es más notorio cuanto mayor es el recubrimiento respecto de su valor determinista, es decir, en el conjunto de cálculo con recubrimiento 4 cm, apenas se

aprecian diferencias en tales coeficientes para variabilidades de las variables básicas entre el 5% y el 30%.

En cualquier caso, al considerar las variables básicas como variables aleatorias independientes se debe de estudiar la influencia de la variabilidad de cada una de ellas sobre la probabilidad de fallo del estado límite.

#### **7.6.4.- Influencias de cada parámetro y su variabilidad.**

Los análisis precedentes ponen de relieve la importancia de conocer la influencia de cada conjunto de variables básicas y su variabilidad como tal, de forma independiente, en la probabilidad de fallo.

En este sentido se realiza un estudio analítico sobre cada variable básica de las planteadas por el anejo 9° de EHE-08. En concreto, respecto de:

##### **Coefficiente de Difusión (D)**

Respecto de la variable, se estudia: para cada ambiente III a-500 y III c, para cada tipo de cemento, y relación a/c. Respecto de la variabilidad de la variable, se estudia: la serie 5%, 10%, 20% y 30%. Los cuadros de los valores estocásticos están indicados en los apartados de Resúmenes 1°-6, del anejo 7 de esta tesis, donde se indican los valores aplicados y los correspondientes coeficientes de variación, desviaciones típicas y tipos de distribución.

En total se han efectuado 24 análisis respecto de la variable y otros 24 respecto de la variabilidad. (Resultados 1° a 5b° del anejo 7)

##### **Concentración Superficial de Cloruros (Cs)**

Respecto de la variable, se estudia: para cada ambiente III a-500 y III c y contenido de cemento. Respecto de la variabilidad de la variable, se estudia: la serie 5%, 10%, 20% y 30%. Los cuadros de los valores estocásticos están indicados en los apartados de Resúmenes 7°-8° del anejo 7 de esta tesis, donde se indican los valores aplicados y los correspondientes coeficientes de variación, desviaciones típicas y tipos de distribución.

En total se efectúan 6 análisis respecto de la variable y 8 respecto de la variabilidad (resultados 6° a 7° del anejo 7)

##### **Concentración crítica de Cloruros (Ccr)**

Respecto de la variable, se estudia: para cada ambiente III a-500 y III c, contenido de cemento, recubrimiento, tipo de cemento y relación a/c. Respecto de la variabilidad de la variable, se estudia: la serie 5%, 10%, 20% y 30%. Los cuadros de los valores estocásticos están indicados en los apartados de Resúmenes 9°-10° del anejo 7 de esta tesis, donde se indican los valores aplicados y los correspondientes coeficientes de variación, desviaciones típicas y tipos de distribución.



En total se efectúan 10 análisis respecto de la variable y 8 respecto de la variabilidad (resultados 8° a 9° del anejo 7)

**Factor de Edad (n), sobre el coeficiente de difusión.**

Respecto de la variable, se estudia: para cada ambiente IIIa-500 y IIIc, contenido de cemento, recubrimiento, tipo de cemento y relación a/c. Respecto de la variabilidad de la variable, se estudia: la serie 5%, 10%, 20% y 30%. Los cuadros de los valores estocásticos están indicados en los apartados de Resúmenes 11°-12° del anejo 7 de esta tesis, donde se indican los valores aplicados y los correspondientes coeficientes de variación, desviaciones típicas y tipos de distribución.

En total se efectúan 10 análisis respecto de la variable y 8 respecto de la variabilidad (resultados 10° a 11° del anejo 7)

Los Resultados, de tales análisis, son los que se presentan y comentan a continuación. En ellos se representa en el tiempo la variación de los índices de fiabilidad y probabilidades de fallo al variar la variable de estudio y también los coeficientes de variación, en las condiciones estocásticas indicadas en los cuadros resúmenes del anejo 7 de cálculo.

## 7.6.4.1.- Coeficiente de Difusión (D).

## VALORES ESTOCÁSTICOS DE LAS VARIABLES

<b>1ºAnálisis- Variación de la relación a/c (Difusión) a 50 años</b>				
Condiciones del análisis: Ambiente III a-500 - CEM I - Contenido de cemento 350 kg/m <sup>3</sup>				
<b>Variable</b>	<b>Media</b>	<b>CoV</b>	<b>Desviación Típica</b>	<b>Tipo de distribución</b>
Recubrimiento(cm)	3	18 %	0.54	Normal
Difusión inicial D <sub>0</sub> (10 <sup>-12</sup> m <sup>2</sup> /s)	8.9/10/15.8/19.7	-	0.54	Normal
Conc. Superficial (% en peso cemento)	0.92	18%	0.16	Normal
Conc. Crítica (% en peso cemento)	0.60	10%	0.06	Normal
Factor de edad (n)	0.5	10%	0.05	Normal

Tabla 7.6

<b>1ºCV- Coef. de Variación de la relación a/c (Difusión) a 50 años</b>				
Ambiente III a-500 - CEM I - Contenido de cemento 350 kg/m <sup>3</sup> - a/c =0.45				
<b>Variable</b>	<b>Media</b>	<b>CoV</b>	<b>Desviación Típica</b>	<b>Tipo de distribución</b>
Recubrimiento(cm)	3	18 %	0.54	Normal
Difusión inicial D <sub>0</sub> (10 <sup>-12</sup> m <sup>2</sup> /s)	10	5-10-20-30%	0.5-1-2-3	Normal
Conc. Superficial (% en peso cemento)	0.92	18%	0.16	Normal
Conc. Crítica (% en peso cemento)	0.60	10%	0.06	Normal
Factor de edad (n)	0.5	10%	0.05	Normal

Tabla 7.7

## RESULTADOS

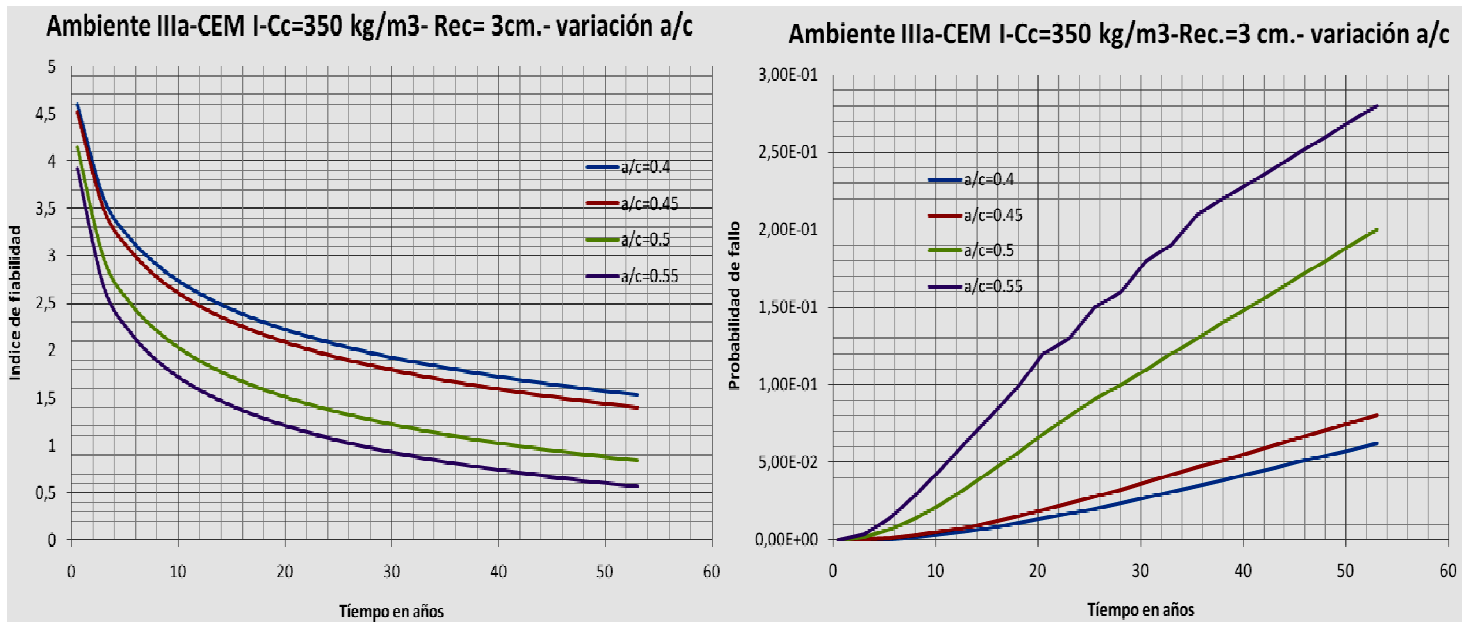


Fig. 7.76, Índice de fiabilidad y probabilidad de fallo en el tiempo para distintos coeficiente de difusión.

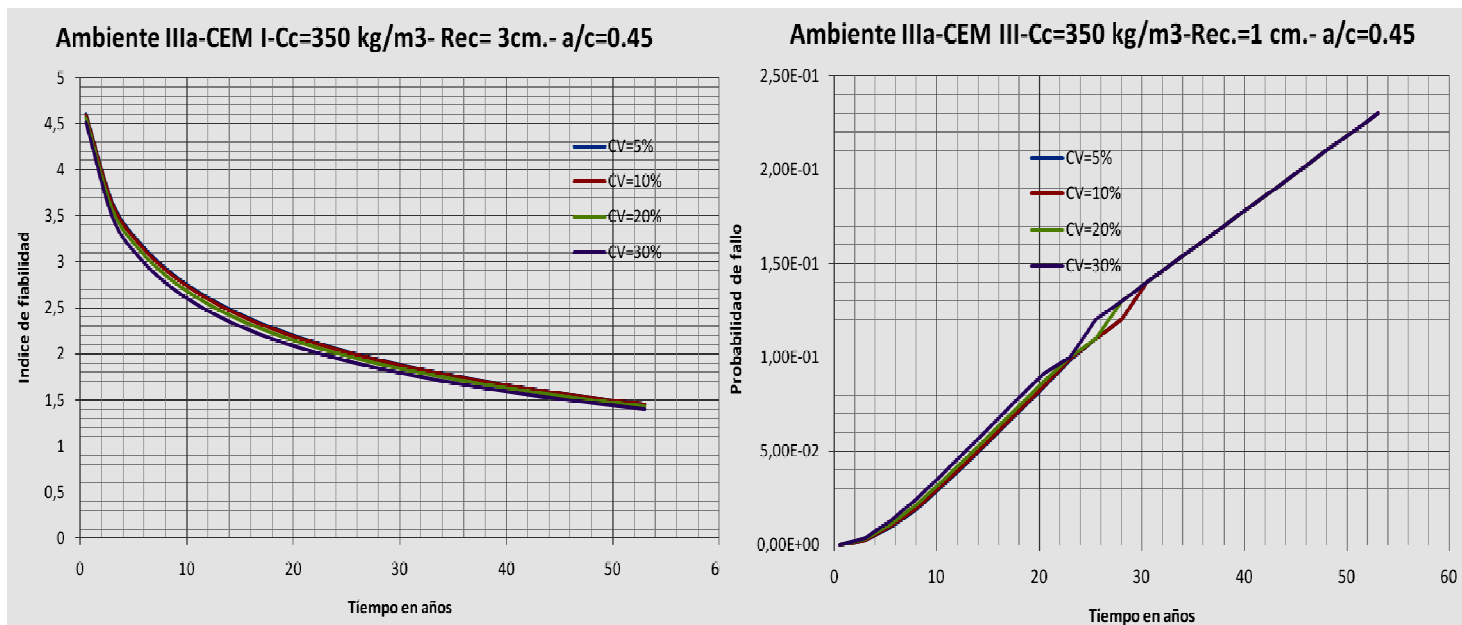


Fig. 7.77, Índice de fiabilidad y probabilidad de fallo en el tiempo para distintos coeficientes de variación del coeficiente de difusión.

## VALORES ESTOCÁSTICOS DE LAS VARIABLES

<b>2º Análisis- Variación de la relación a/c (Difusión) a 50 años</b>				
Condiciones del análisis: Ambiente III a-500 - CEM II/A-V - Contenido de cemento 350 kg/m <sup>3</sup>				
<b>Variable</b>	<b>Media</b>	<b>CoV</b>	<b>Desviación Típica</b>	<b>Tipo de distribución</b>
Recubrimiento(cm)	2	18 %	0.36	Normal
Difusión inicial D <sub>0</sub> (10 <sup>-12</sup> m <sup>2</sup> /s)	5.8/6.9/9/10.9	-	1.62	Normal
Conc. Superficial (% en peso cemento)	0.92	18%	0.16	Normal
Conc. Crítica (% en peso cemento)	0.60	10%	0.06	Normal
Factor de edad (n)	0.5	10%	0.05	Normal

Tabla 7.8

<b>2º CV- Coef. de Variación de la relación a/c (Difusión) a 50 años</b>				
Ambiente III a-500 - CEM II/A-V - Contenido de cemento 350 kg/m <sup>3</sup> - a/c =0.45				
<b>Variable</b>	<b>Media</b>	<b>CoV</b>	<b>Desviación Típica</b>	<b>Tipo de distribución</b>
Recubrimiento(cm)	2	18 %	0.36	Normal
Difusión inicial D <sub>0</sub> (10 <sup>-12</sup> m <sup>2</sup> /s)	6.9	5-10-20-30%	0.34-0.69-1.38-2.07	Normal
Conc. Superficial (% en peso cemento)	0.92	18%	0.16	Normal
Conc. Crítica (% en peso cemento)	0.60	10%	0.06	Normal
Factor de edad (n)	0.5	10%	0.05	Normal

Tabla 7.9

## RESULTADOS

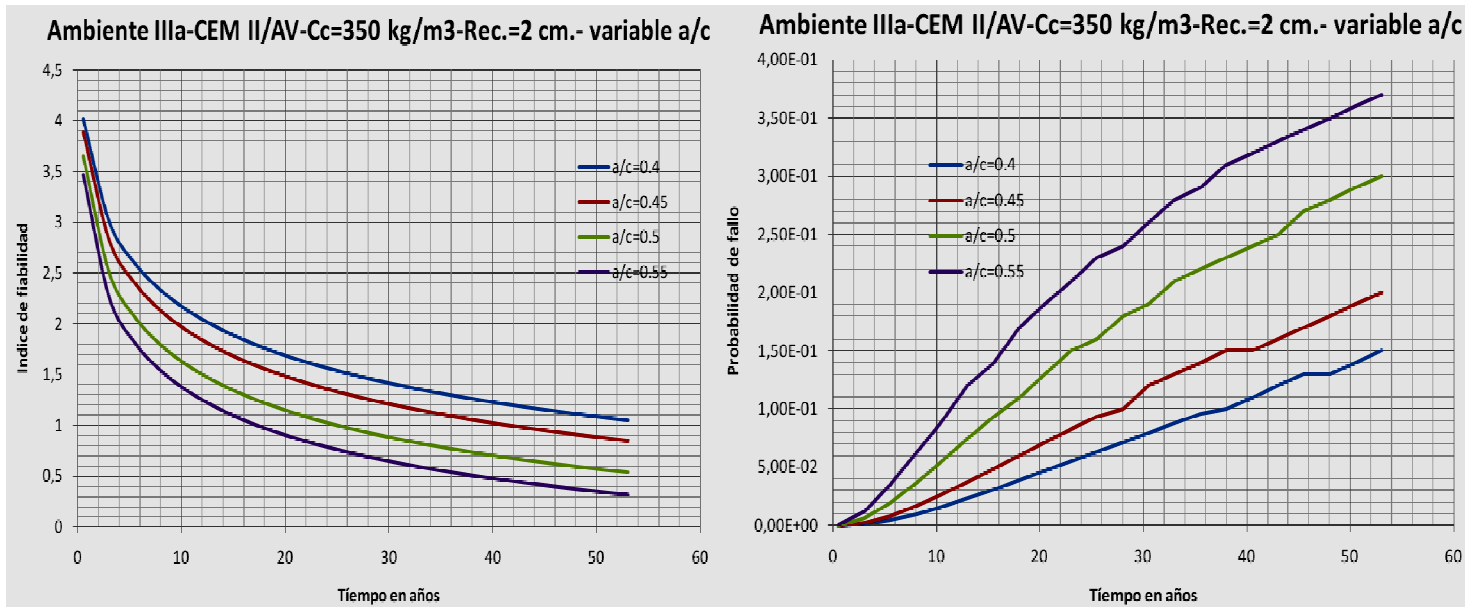


Fig. 7.78, Índice de fiabilidad y probabilidad de fallo en el tiempo para distintos coeficiente de difusión

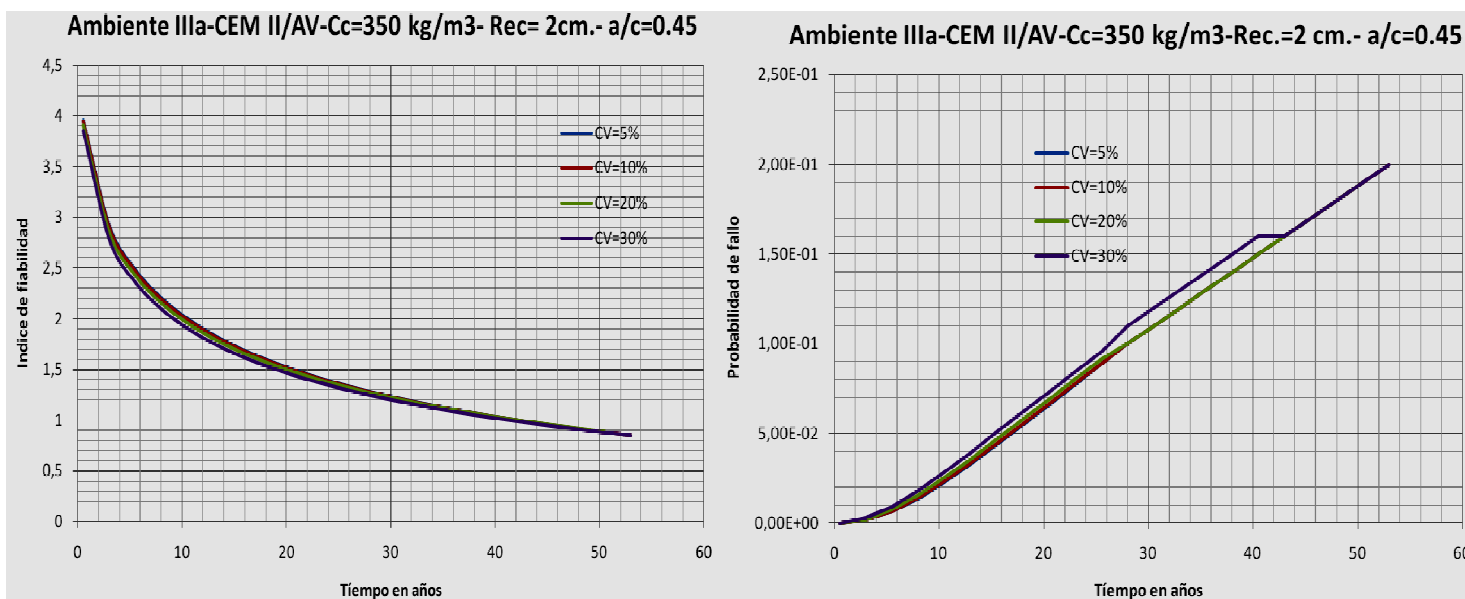


Fig. 7.79, Índice de fiabilidad y probabilidad de fallo en el tiempo para distintos coeficientes de variación del coeficiente de difusión.

## VALORES ESTOCÁSTICOS DE LAS VARIABLES

<b>3°Análisis- Variación de la relación a/c (Difusión) a 50 años</b>				
Condiciones del análisis: Ambiente III a-500 - CEM III - Contenido de cemento 350 kg/m <sup>3</sup>				
<b>Variable</b>	<b>Media</b>	<b>CoV</b>	<b>Desviación Típica</b>	<b>Tipo de distribución</b>
Recubrimiento(cm)	1	18 %	0.18	Normal
Difusión inicial D <sub>o</sub> (10 <sup>-12</sup> m <sup>2</sup> /s)	1.4/1.9/2.8/3	-	0.5	Normal
Conc. Superficial (% en peso cemento)	0.92	18%	0.16	Normal
Conc. Crítica (% en peso cemento)	0.60	10%	0.06	Normal
Factor de edad (n)	0.5	10%	0.05	Normal

Tabla 7.10

<b>3°CV- Coef. de Variación de la relación a/c (Difusión) a 50 años</b>				
Ambiente III a-500 - CEM III - Contenido de cemento 350 kg/m <sup>3</sup> - a/c =0.45				
<b>Variable</b>	<b>Media</b>	<b>CoV</b>	<b>Desviación Típica</b>	<b>Tipo de distribución</b>
Recubrimiento(cm)	1	18 %	0.18	Normal
Difusión inicial D <sub>o</sub> (10 <sup>-12</sup> m <sup>2</sup> /s)	1.9	5-10-20-30%	0.09-0.19-0.38-0.57	Normal
Conc. Superficial (% en peso cemento)	0.92	18%	0.16	Normal
Conc. Crítica (% en peso cemento)	0.60	10%	0.06	Normal
Factor de edad (n)	0.5	10%	0.05	Normal

Tabla 7.11

RESULTADOS.

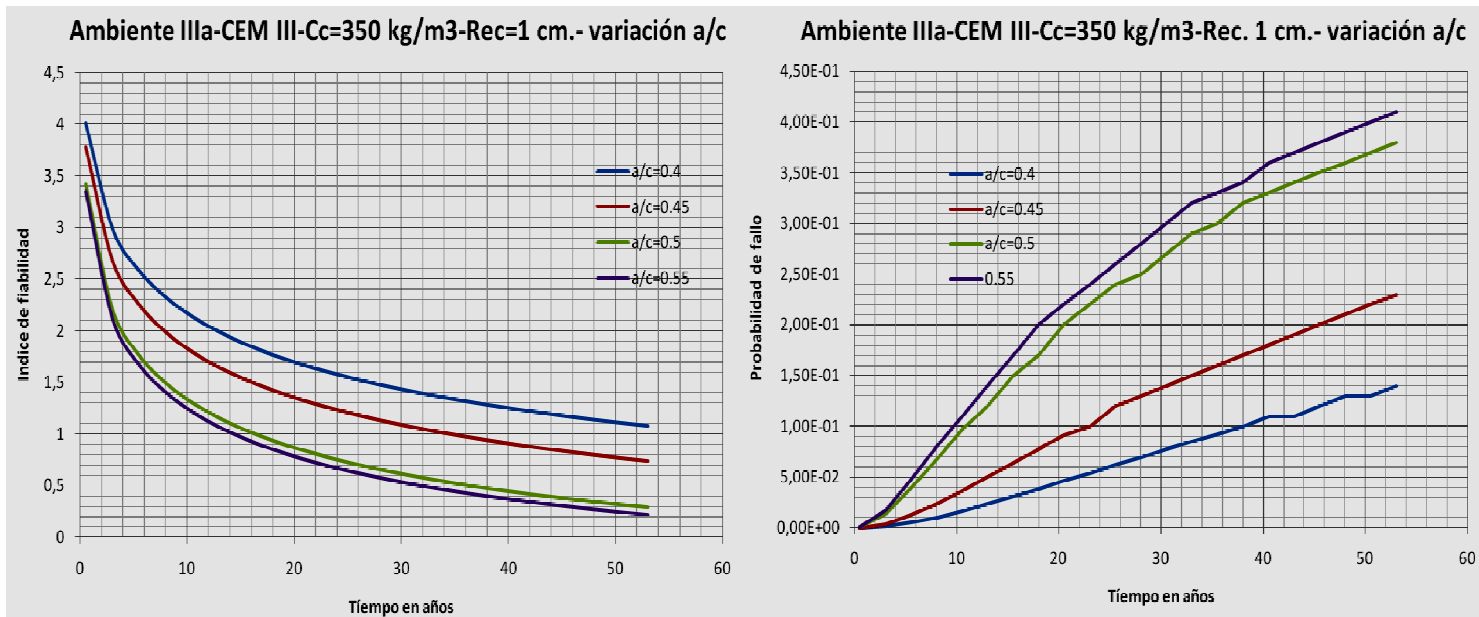


Fig. 7.80, Índice de fiabilidad y probabilidad de fallo en el tiempo para distintos coeficiente de difusión

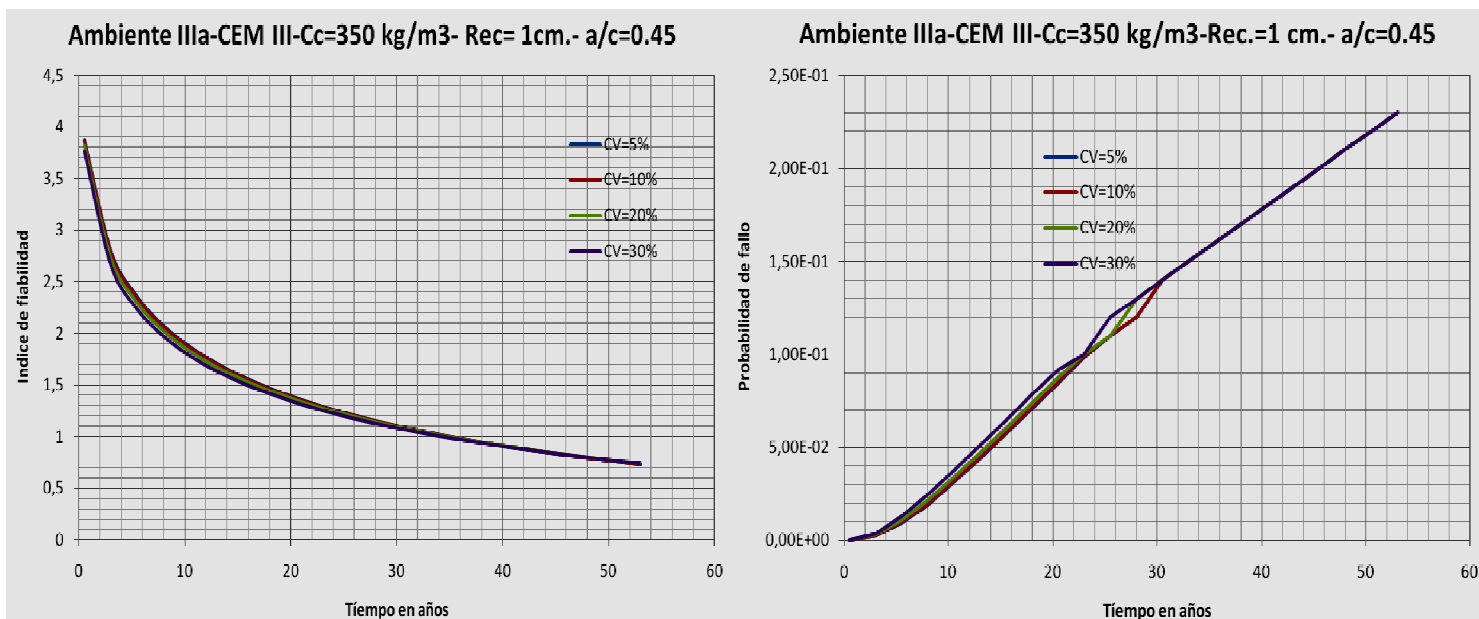


Fig.7.81, Índice de fiabilidad y probabilidad de fallo en el tiempo para distintos coeficientes de variación del coeficiente de difusión.

## VALORES ESTOCÁSTICOS DE LAS VARIABLES

<b>4°Análisis- Variación de la relación a/c (Difusión) a 50 años</b>				
Condiciones del análisis: Ambiente III c- CEM I - Contenido de cemento 350 kg/m <sup>3</sup>				
<b>Variable</b>	<b>Media</b>	<b>CoV</b>	<b>Desviación Típica</b>	<b>Tipo de distribución</b>
Recubrimiento(cm)	7.5	18 %	1.35	Normal
Difusión inicial D <sub>o</sub> (10 <sup>-12</sup> m <sup>2</sup> /s)	8.9/10/15.8/19.7	-	2.84	Normal
Conc. Superficial (% en peso cemento)	3.286	18%	0.59	Normal
Conc. Crítica (% en peso cemento)	0.60	10%	0.06	Normal
Factor de edad (n)	0.5	10%	0.05	Normal

Tabla 7.12

<b>4°CV- Coef. de Variación de la relación a/c (Difusión) a 50 años</b>				
Ambiente III c - CEM I - Contenido de cemento 350 kg/m <sup>3</sup> - a/c =0.45				
<b>Variable</b>	<b>Media</b>	<b>CoV</b>	<b>Desviación Típica</b>	<b>Tipo de distribución</b>
Recubrimiento(cm)	7.5	18 %	1.35	Normal
Difusión inicial D <sub>o</sub> (10 <sup>-12</sup> m <sup>2</sup> /s)	10	5-10-20-30%	0.5-1-2-3	Normal
Conc. Superficial (% en peso cemento)	3.286	18%	0.59	Normal
Conc. Crítica (% en peso cemento)	0.60	10%	0.06	Normal
Factor de edad (n)	0.5	10%	0.05	Normal

Tabla 7..13



RESULTADOS.

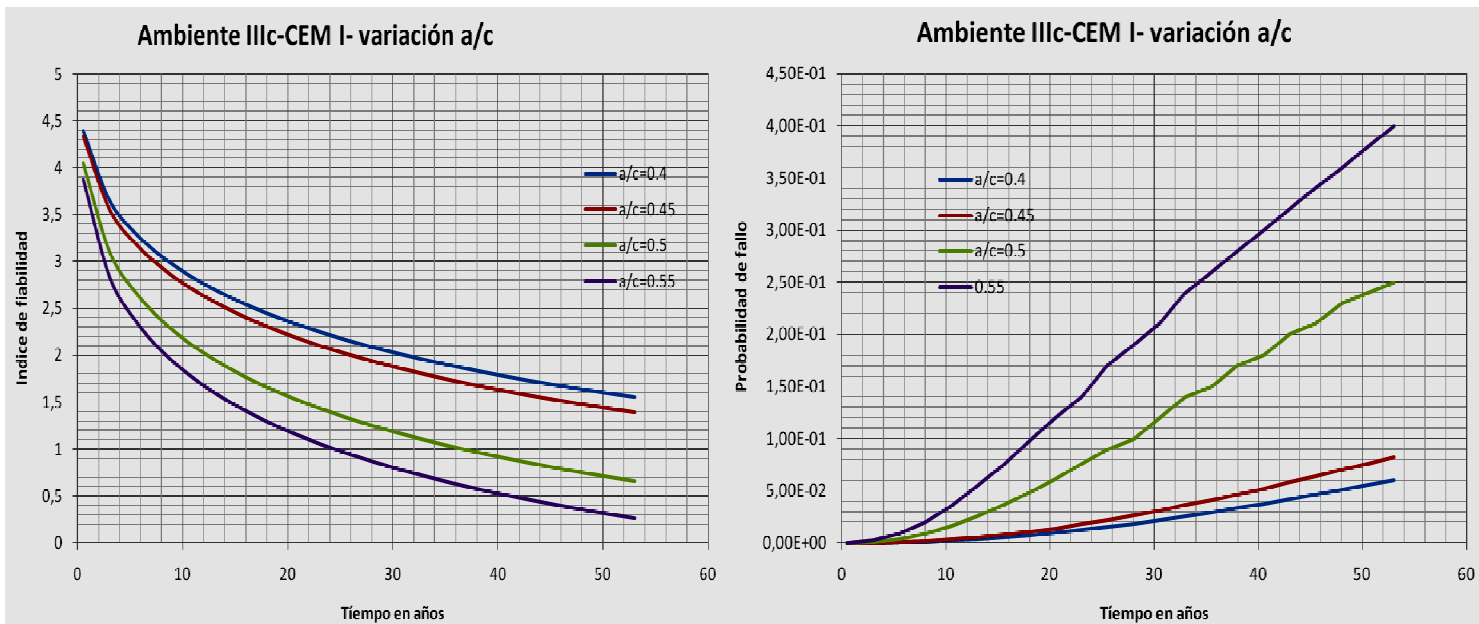


Fig. 7.82, Índice de fiabilidad y probabilidad de fallo en el tiempo para distintos coeficiente de difusión

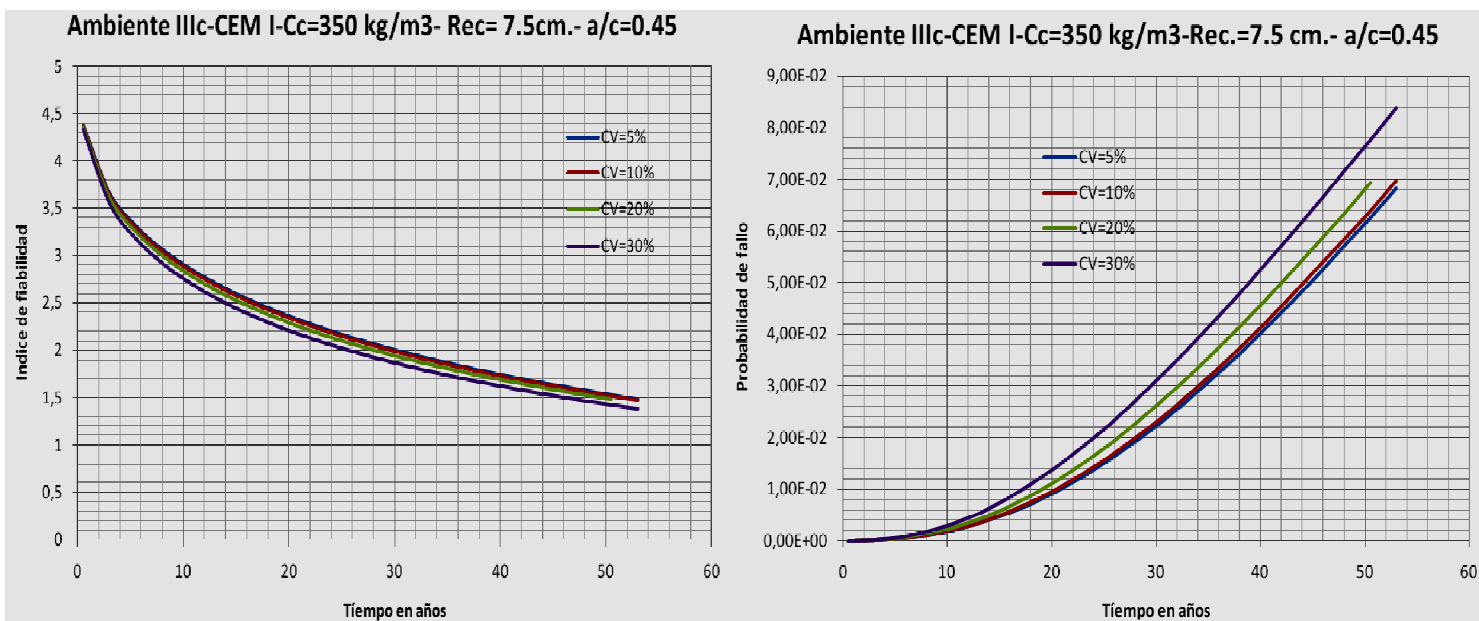


Fig. 7.83, Índice de fiabilidad y probabilidad de fallo en el tiempo para distintos coeficientes de variación del coeficiente de difusión.

## VALORES ESTOCÁSTICOS DE LAS VARIABLES

<b>5°Análisis- Variación de la relación a/c (Difusión) a 50 años</b>				
Condiciones del análisis: Ambiente III c- CEM II /AV - Contenido de cemento 350 kg/m <sup>3</sup>				
<b>Variable</b>	<b>Media</b>	<b>CoV</b>	<b>Desviación Típica</b>	<b>Tipo de distribución</b>
Recubrimiento(cm)	5.5	18 %	1	Normal
Difusión inicial D <sub>o</sub> (10 <sup>-12</sup> m <sup>2</sup> /s)	5.8/6.9/9/10.9	-	1.62	Normal
Conc. Superficial (% en peso cemento)	3.286	18%	0.59	Normal
Conc. Crítica (% en peso cemento)	0.60	10%	0.06	Normal
Factor de edad (n)	0.5	10%	0.05	Normal

Tabla 7.14

<b>5°CV- Coef. de Variación de la relación a/c (Difusión) a 50 años</b>				
Ambiente III c - CEM II /AV- Contenido de cemento 350 kg/m <sup>3</sup> - a/c =0.45				
<b>Variable</b>	<b>Media</b>	<b>CoV</b>	<b>Desviación Típica</b>	<b>Tipo de distribución</b>
Recubrimiento(cm)	5.5	18 %	1	Normal
Difusión inicial D <sub>o</sub> (10 <sup>-12</sup> m <sup>2</sup> /s)	6.9	5-10-20-30%	0.34-0.69-1.38-2.07	Normal
Conc. Superficial (% en peso cemento)	3.286	18%	0.59	Normal
Conc. Crítica (% en peso cemento)	0.60	10%	0.06	Normal
Factor de edad (n)	0.5	10%	0.05	Normal

Tabla 7.15

RESULTADOS.

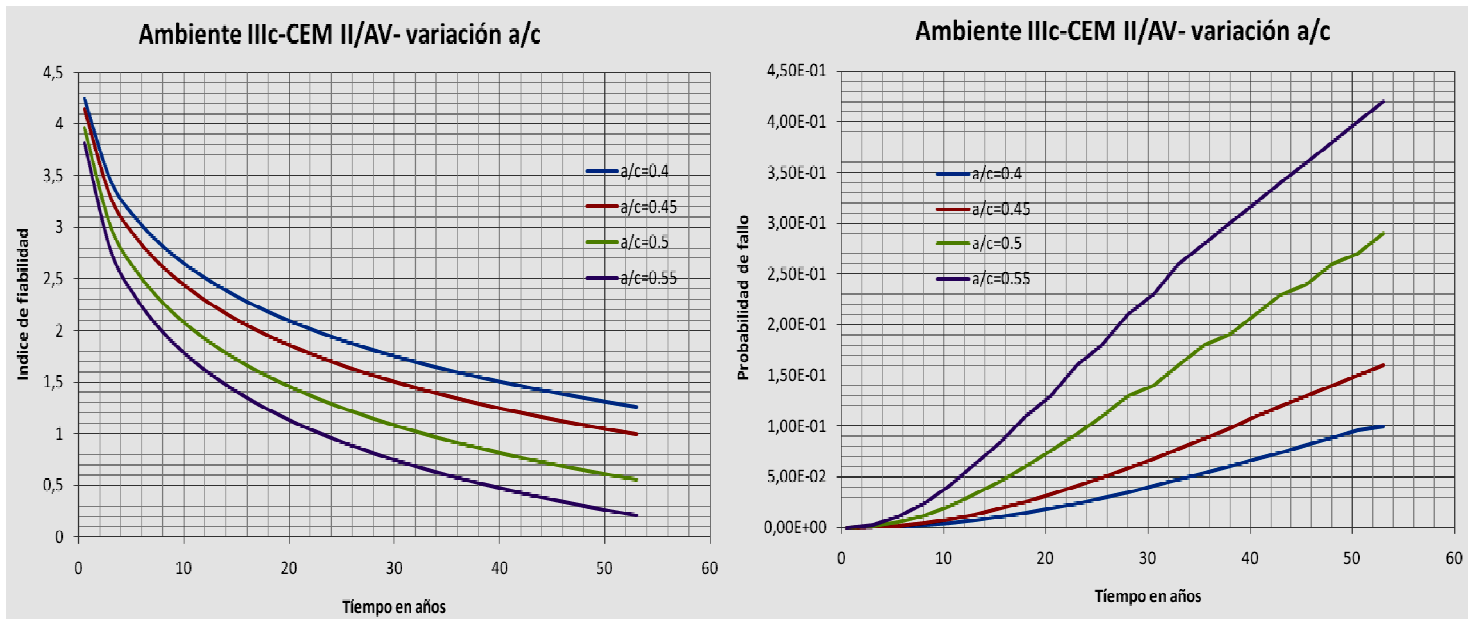


Fig. 7.84, Índice de fiabilidad y probabilidad de fallo en el tiempo para distintos coeficiente de difusión

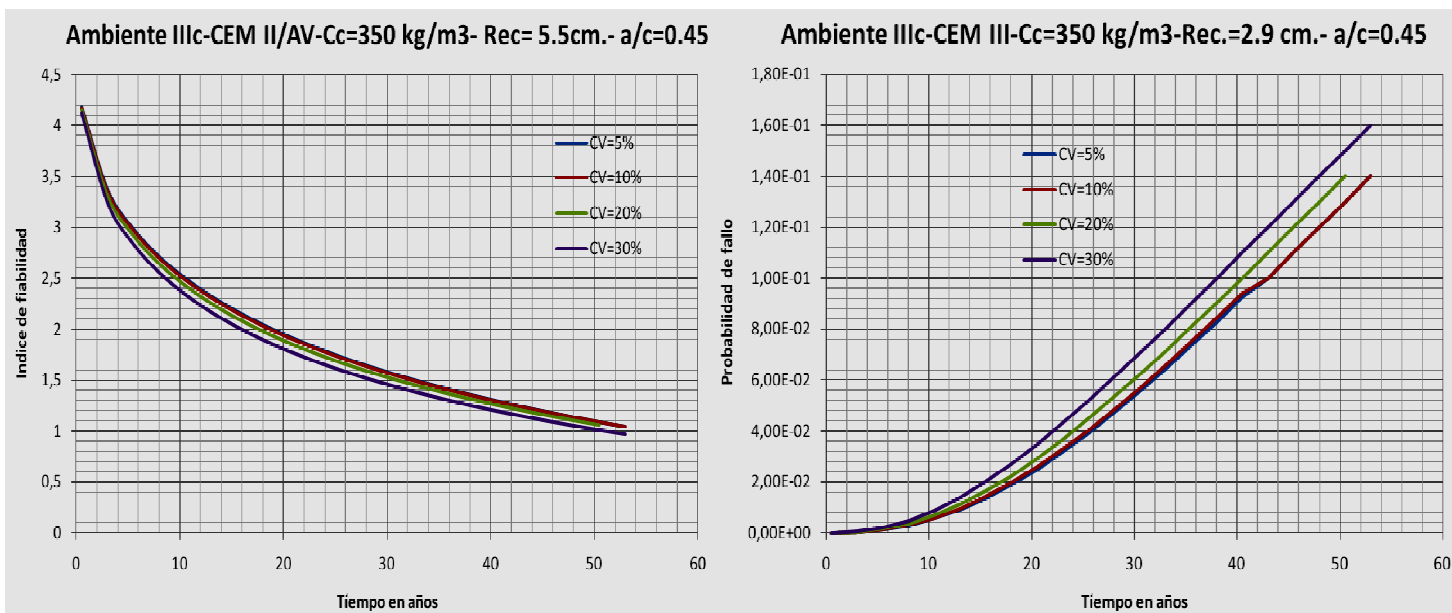


Fig. 7.85, Índice de fiabilidad y probabilidad de fallo en el tiempo para distintos coeficientes de variación del coeficiente de difusión.

## VALORES ESTOCÁSTICOS DE LAS VARIABLES

<b>6°Análisis- Variación de la relación a/c (Difusión) a 50 años</b>				
Condiciones del análisis: Ambiente III c- CEM III - Contenido de cemento 350 kg/m <sup>3</sup>				
<b>Variable</b>	<b>Media</b>	<b>CoV</b>	<b>Desviación Típica</b>	<b>Tipo de distribución</b>
Recubrimiento(cm)	2.9	18 %	0.52	Normal
Difusión inicial D <sub>o</sub> (10 <sup>-12</sup> m <sup>2</sup> /s)	1.4/1.9/2.8/3	-	0.5	Normal
Conc. Superficial (% en peso cemento)	3.286	18%	0.59	Normal
Conc. Crítica (% en peso cemento)	0.60	10%	0.06	Normal
Factor de edad (n)	0.5	10%	0.05	Normal

Tabla 7.16

<b>6°CV- Coef. de Variación de la relación a/c (Difusión) a 50 años</b>				
Ambiente III c - CEM III - Contenido de cemento 350 kg/m <sup>3</sup> - a/c =0.45				
<b>Variable</b>	<b>Media</b>	<b>CoV</b>	<b>Desviación Típica</b>	<b>Tipo de distribución</b>
Recubrimiento(cm)	2.9	18 %	0.52	Normal
Difusión inicial D <sub>o</sub> (10 <sup>-12</sup> m <sup>2</sup> /s)	1.9	5-10-20-30%	0.09-0.19-0.38-0.57	Normal
Conc. Superficial (% en peso cemento)	3.286	18%	0.59	Normal
Conc. Crítica (% en peso cemento)	0.60	10%	0.06	Normal
Factor de edad (n)	0.5	10%	0.05	Normal

Tabla 7.17

RESULTADOS.

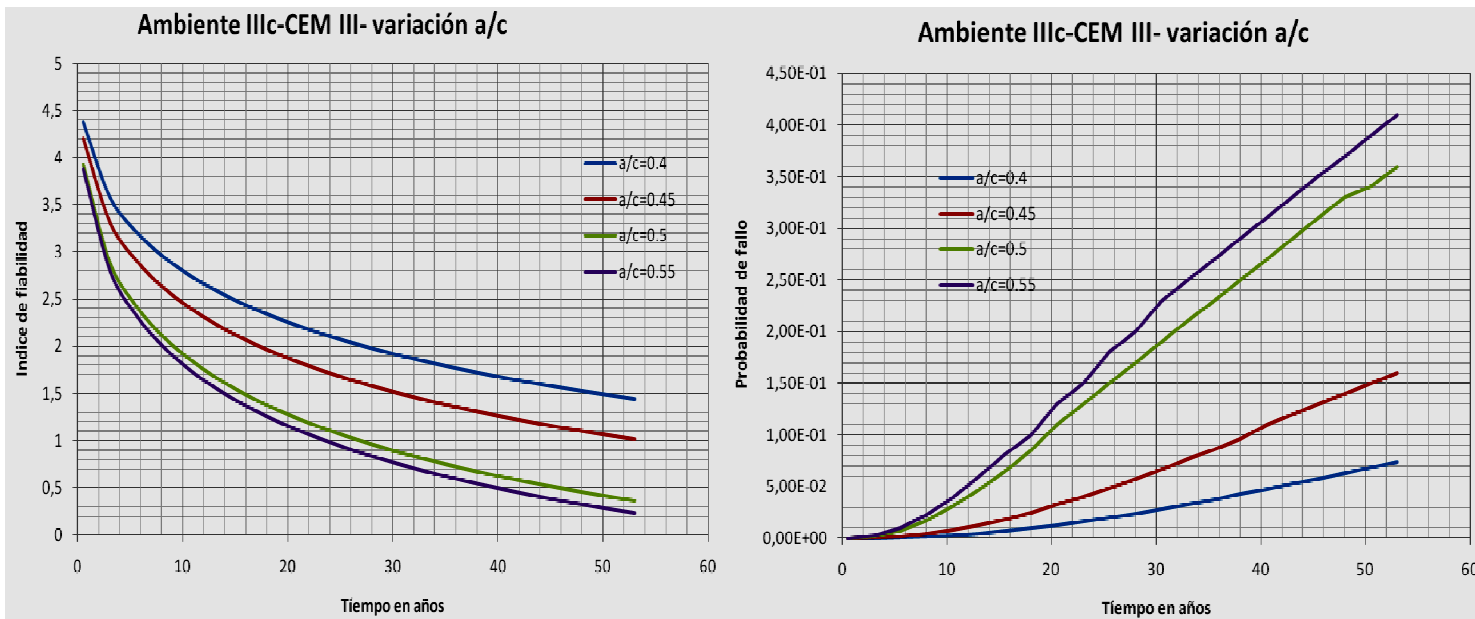


Fig. 7.86, Índice de fiabilidad y probabilidad de fallo en el tiempo para distintos coeficiente de difusión

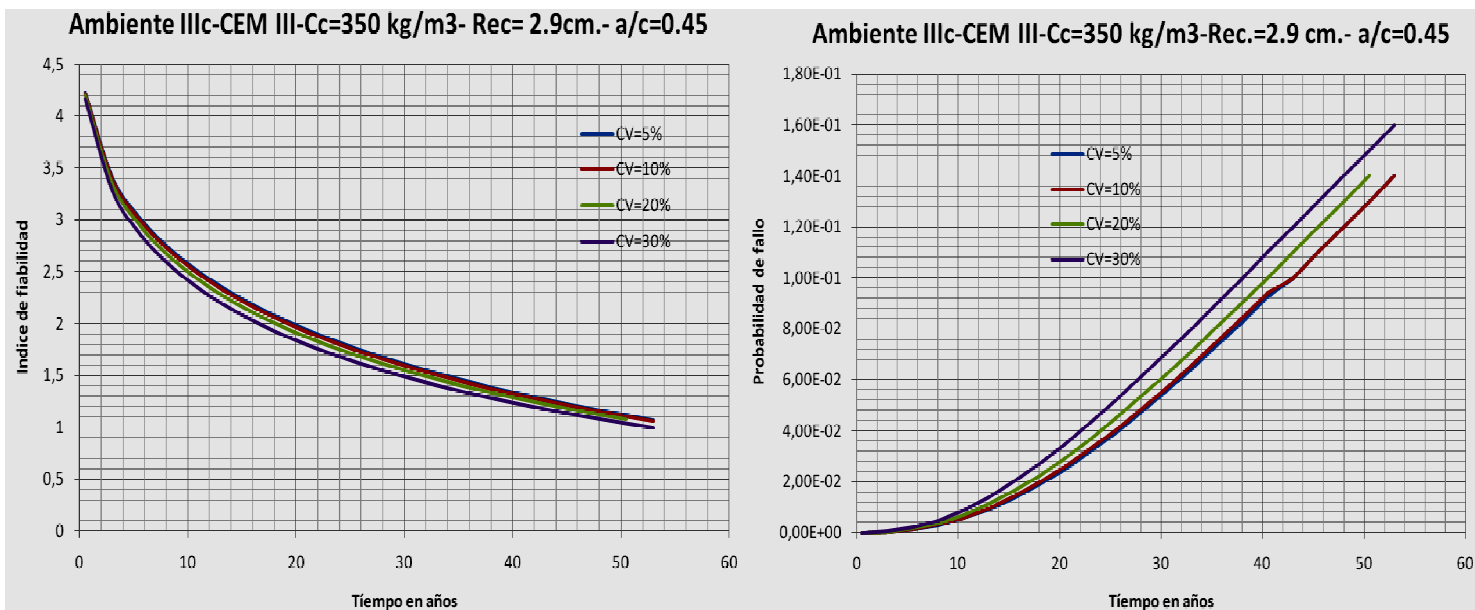


Fig.7.87, Índice de fiabilidad y probabilidad de fallo en el tiempo para distintos coeficientes de variación del coeficiente de difusión.



---

### Conclusiones. Coeficiente de Difusión (D)

Como se ha indicado, se ha estudiado la variación de valores del anejo 9º, entre  $1,4 \times 10^{-12}$  m/s<sup>2</sup> a  $19,7 \times 10^{-12}$  m/s<sup>2</sup>, valores que se pueden considerar extremos para tal variable básica, Nilson, (1998), propone como límites extremos de 1 a  $15 \times 10^{-12}$  m/s<sup>2</sup>, con coeficiente de variación de 10%.

En las figuras anteriores, que son resumen de los cálculos efectuados y explicitados en el anejo 7 de esta tesis, se puede apreciar la importancia de esta variable básica en el diseño de la vida útil, no solo a 50 años ya que a partir de 10 años se mantienen las diferencias en este valor.

En los tres tipos de cementos, CEM I, CEM II/A-V y CEM III, un aumento del coeficiente de difusión, supone una disminución en la sensibilidad de la variable en la probabilidad de fallo y un aumento en tal probabilidad de fallo (ver cosenos directores en los estudios realizados).

Para cada tipo de cemento, el cambio de ambiente IIIa-500 a IIIc, supone un aumento, respecto de la probabilidad de fallo de la sensibilidad de las variables: recubrimiento y factor de edad y una disminución de las variables concentración superficial y concentración crítica.

Las observaciones efectuadas en el análisis determinista se mantienen para cada tipo de cemento en el tiempo, así:

Para cemento CEM I, relativa poca significación entre las relaciones a/c 0,40 y 0,45

Para cemento CEM II/A-V, se mantiene la proporcionalidad respecto las relaciones a/c.

Para cemento CEM III, menor significación entre las relaciones 0,5 y 0,55

Respecto la variabilidad de los coeficientes de difusión, para los distintos ambientes, se observa muy escasa significación respecto la probabilidad de fallo, sobre todo en el ambiente IIIa-500.

## 7.6.4.2.- Concentración Superficial de Cloruros (Cs)

## VALORES ESTOCÁSTICOS DE LAS VARIABLES

<b>7°Análisis- Variación de la concentración superficial a 50 años</b>				
Condiciones del análisis: Ambiente III a- CEM I - a/c=0.45 - Rec.=2.5 cm				
<b>Variable</b>	<b>Media</b>	<b>CoV</b>	<b>Desviación Típica</b>	<b>Tipo de distribución</b>
Recubrimiento(cm)	2.5	18 %	0.45	Normal
Difusión inicial $D_0$ ( $10^{-12}$ m <sup>2</sup> /s)	10	18%	1.8	Normal
Conc. Superficial (% en peso cemento)	1.073/0.92/0.805	-	0.165	Normal
Conc. Crítica (% en peso cemento)	0.60	10%	0.06	Normal
Factor de edad (n)	0.5	10%	0.05	Normal

Tabla 7.18

<b>7°CV- Coef. de Variación de la Concentración Superficial a 50 años</b>				
Ambiente III a - CEM I - a/c =0.45- Contenido de cemento 350 kg/m <sup>3</sup> - Rec.=2.5 cm				
<b>Variable</b>	<b>Media</b>	<b>CoV</b>	<b>Desviación Típica</b>	<b>Tipo de distribución</b>
Recubrimiento(cm)	2.5	18 %	0.45	Normal
Difusión inicial $D_0$ ( $10^{-12}$ m <sup>2</sup> /s)	10	18%	1.80	Normal
Conc. Superficial (% en peso cemento)	0.92	5-10-20-30%	0.046-0.092-0.18- 0.276	Normal
Conc. Crítica (% en peso cemento)	0.60	10%	0.06	Normal
Factor de edad (n)	0.5	10%	0.05	Normal

Tabla 7.19



RESULTADOS.

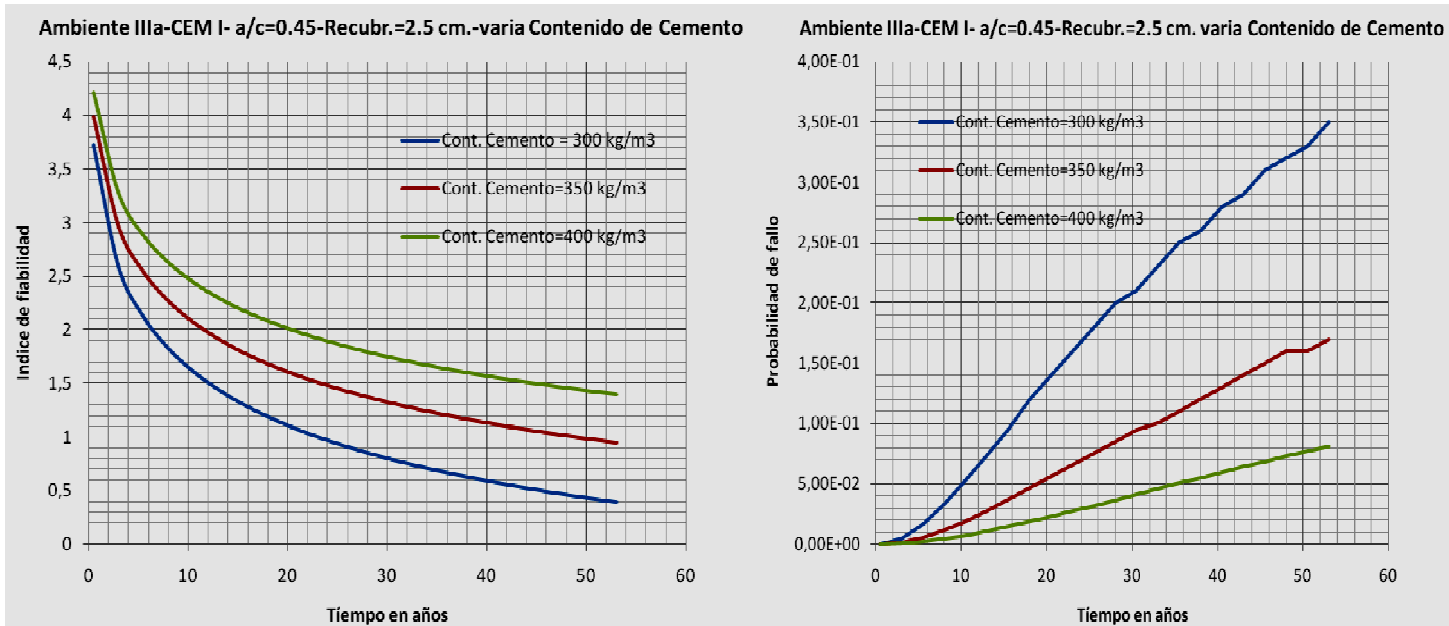


Fig. 7.88, Índice de fiabilidad y probabilidad de fallo en el tiempo para distintas concentraciones superficiales

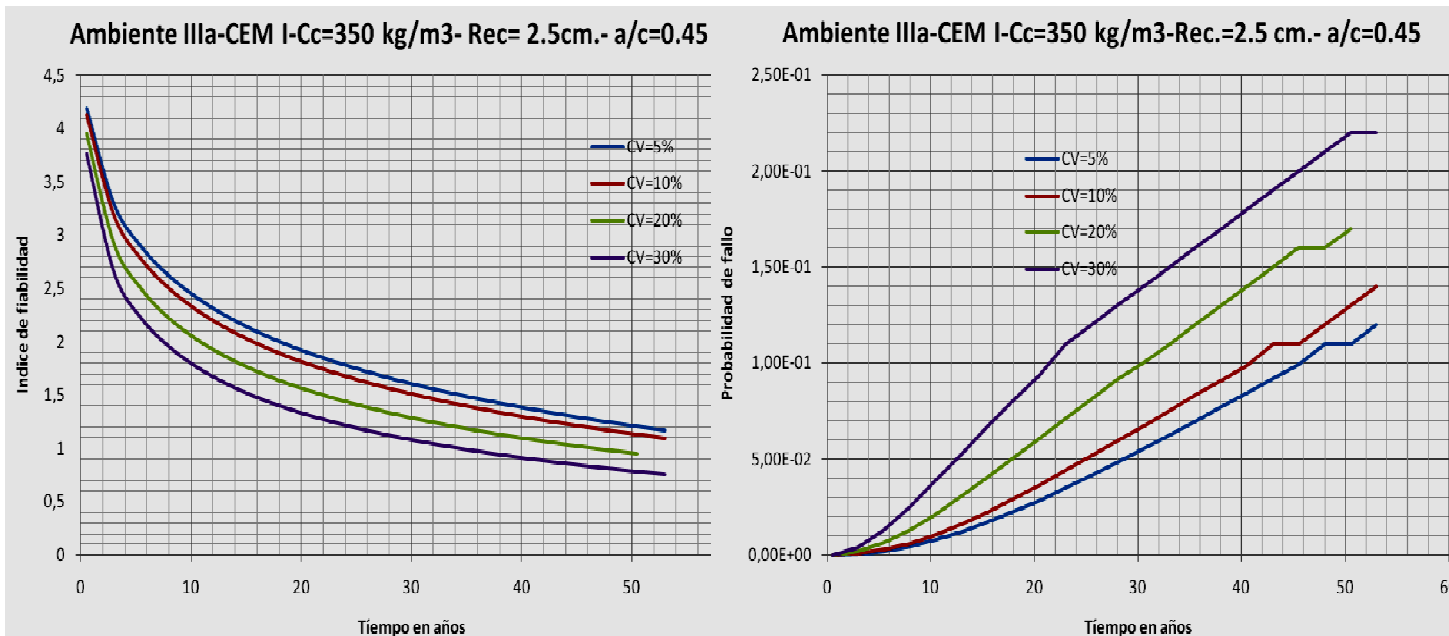


Fig. 7.89, Índice de fiabilidad y probabilidad de fallo en el tiempo para distintos coeficientes de variación de la concentración superficial.

**VALORES ESTOCÁSTICOS DE LAS VARIABLES**

<b>8°Análisis- Variación de la concentración superficial a 50 años</b>				
Condiciones del análisis: Ambiente III c- CEM I - a/c=0.45 - Rec.=5.5 cm				
<b>Variable</b>	<b>Media</b>	<b>CoV</b>	<b>Desviación Típica</b>	<b>Tipo de distribución</b>
Recubrimiento(cm)	5.5	18 %	1	Normal
Difusión inicial $D_0$ ( $10^{-12}$ m <sup>2</sup> /s)	10	18%	1.8	Normal
Conc. Superficial (% en peso cemento)	3.833/3.286/2.875	-	0.59	Normal
Conc. Crítica (% en peso cemento)	0.60	10%	0.06	Normal
Factor de edad (n)	0.5	10%	0.05	Normal

Tabla 7..20

<b>8°CV- Coef. de Variación de la Concentración Superficial a 50 años</b>				
Ambiente III a - CEM I - a/c =0.45- Contenido de cemento 350 kg/m <sup>3</sup> - Rec.=5.5 cm				
<b>Variable</b>	<b>Media</b>	<b>CoV</b>	<b>Desviación Típica</b>	<b>Tipo de distribución</b>
Recubrimiento(cm)	5.5	18 %	1	Normal
Difusión inicial $D_0$ ( $10^{-12}$ m <sup>2</sup> /s)	10	18%	1.80	Normal
Conc. Superficial (% en peso cemento)	3.833	5-10-20-30%	0.164-0.328-0.657- 0.985	Normal
Conc. Crítica (% en peso cemento)	0.60	10%	0.06	Normal
Factor de edad (n)	0.5	10%	0.05	Normal

Tabla 7..21

RESULTADOS.

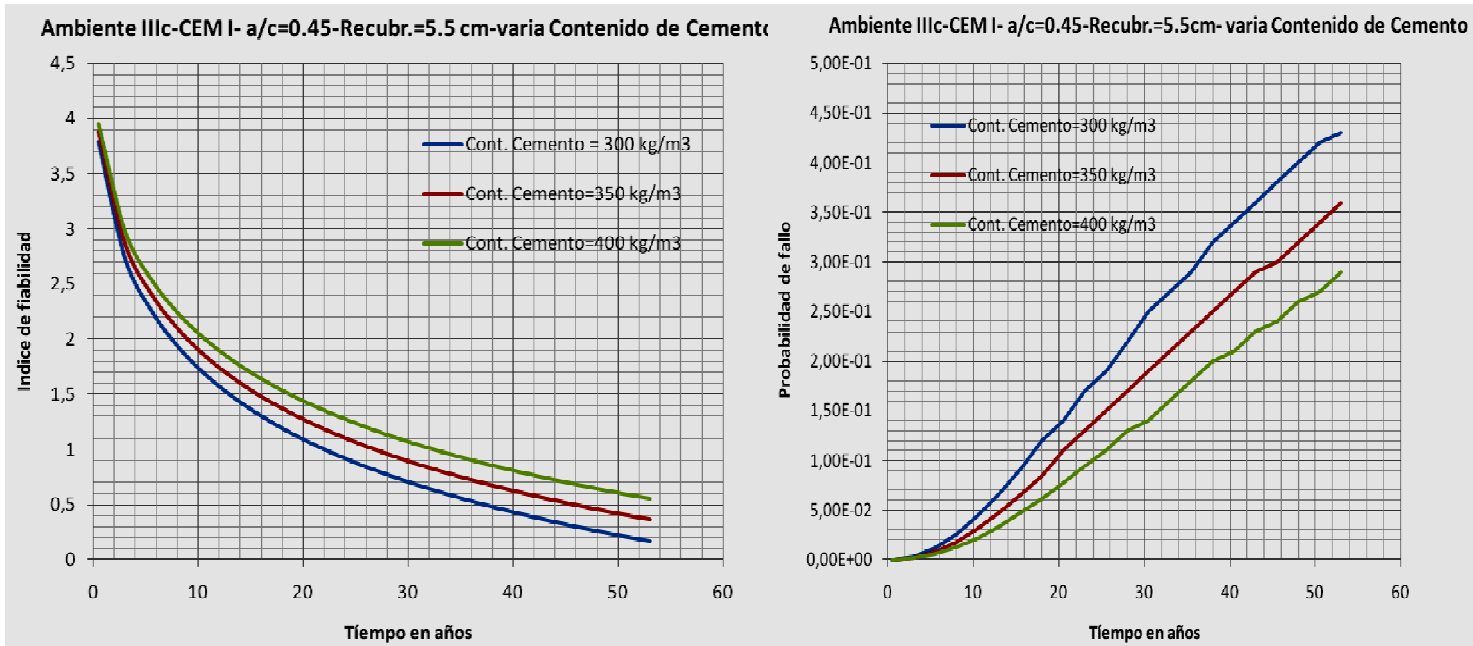


Fig. 7.90, Índice de fiabilidad y probabilidad de fallo en el tiempo para distintas concentraciones superficiales

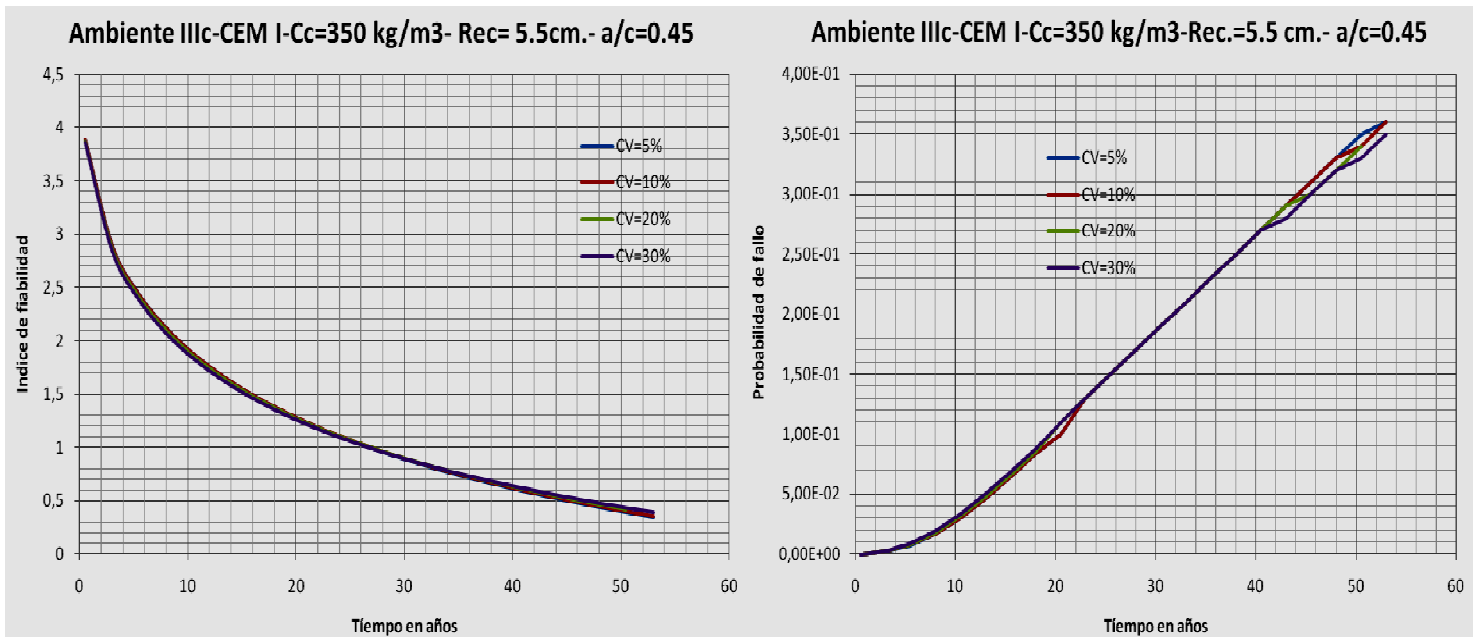


Fig. 7.91, Índice de fiabilidad y probabilidad de fallo en el tiempo para distintos coeficientes de variación de la concentración superficial.



**Conclusiones. Concentración Superficial de Cloruros (Cs)**

Se analizó una variación de la concentración superficial de cloruros entre 0,80 % y 3,83% en peso de cemento, con coeficientes de variación medio del 18%, valores que pueden ser considerados bajos, Ferreira, (2004), propone hasta un 1,2% en peso de hormigón en algunos casos.

En las figuras, que se resumen anteriormente, de los estudios realizados, se puede ver que, aunque es una variable básica importante, no es tan influyente, en la probabilidad de fallo, como el anterior coeficiente de difusión.

Con el aumento de la variable (cambio de ambiente de IIIa-500 a IIIc), la variable que cobra más significación, en la probabilidad de fallo, es el recubrimiento.

Se puede observar que el aumento de la variable provoca una disminución de su sensibilidad en la probabilidad de fallo. En función del ambiente, se observa, un comportamiento más o menos disperso respecto de la probabilidad de fallo, así, para el ambiente IIIa-500, hay diferencias, aproximadas de 0,5, en el índice de fiabilidad, según cantidad de cemento, mientras que en ambiente IIIc, este valor disminuye a 0,2, para los mismos contenidos de cemento.

Respecto a la variabilidad de la variable, se observa poca significación en la probabilidad de fallo, así, en ambiente IIIa-500, el índice de fiabilidad es de 1,25 para  $CoV= 5\%$  y 0,8 para  $CoV= 30\%$ ; estas diferencias se minimizan cuando cambiamos de ambiente a IIIc, siendo muy escasa la variación del índice de fiabilidad al variar el  $CoV$  de 5% a 30% , y para este ambiente de mayor agresión, vuelve a ser el recubrimiento la variable de mayor significación , conjuntamente con el factor de edad.

## 7.6.4.3.- Concentración crítica de Cloruros (Ccr)

## VALORES ESTOCÁSTICOS DE LAS VARIABLES

<b>9º Análisis- Variación de la Concentración crítica a 50 años</b>				
Condiciones del análisis: Ambiente III a- CEM I - a/c=0.40 - Rec.=2.5 cm- Cc=300 kg/m <sup>3</sup>				
<b>Variable</b>	<b>Media</b>	<b>CoV</b>	<b>Desviación Típica</b>	<b>Tipo de distribución</b>
Recubrimiento(cm)	2.5	18 %	0.45	Normal
Difusión inicial D <sub>o</sub> (10 <sup>-12</sup> m <sup>2</sup> /s)	8.9	18%	1.6	Normal
Conc. Superficial (% en peso cemento)	1.073	18%	0.19	Normal
Conc. Crítica (% en peso cemento)	0.4/0.5/0.6/0.7/0.8	-	0.06	Normal
Factor de edad (n)	0.5	10%	0.05	Normal

Tabla 7..22

<b>9º CV- Coef. de Variación de la Concentración Crítica a 50 años</b>				
Ambiente III a - CEM I - a/c =0.40- Contenido de cemento 300 kg/m <sup>3</sup> - Rec.=2.5 cm				
<b>Variable</b>	<b>Media</b>	<b>CoV</b>	<b>Desviación Típica</b>	<b>Tipo de distribución</b>
Recubrimiento(cm)	2.5	18 %	0.45	Normal
Difusión inicial D <sub>o</sub> (10 <sup>-12</sup> m <sup>2</sup> /s)	8.9	18%	1.6	Normal
Conc. Superficial (% en peso cemento)	1.073	18%	0.19	Normal
Conc. Crítica (% en peso cemento)	0.60	5-10-20-30%	0.03-0.06-0.12-0.18	Normal
Factor de edad (n)	0.5	10%	0.05	Normal

Tabla 7.23

RESULTADOS.

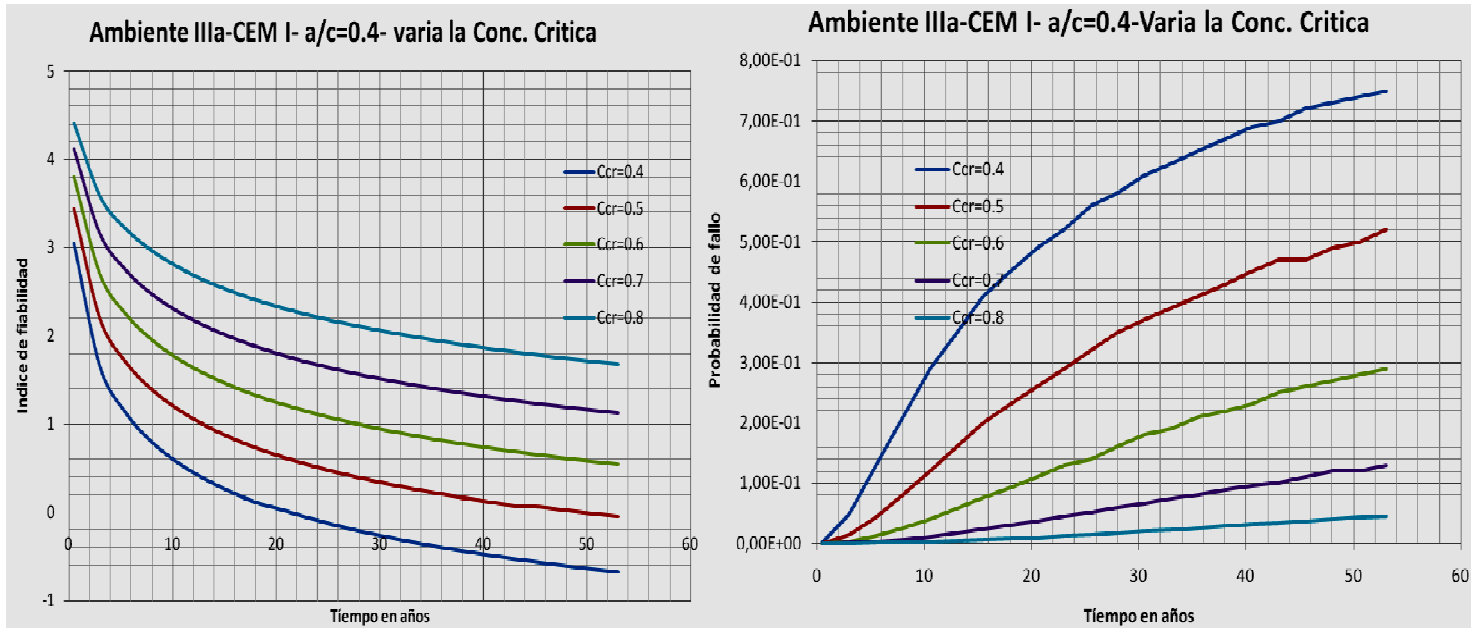


Fig. 7.92, Índice de fiabilidad y probabilidad de fallo en el tiempo para distintas concentraciones críticas.

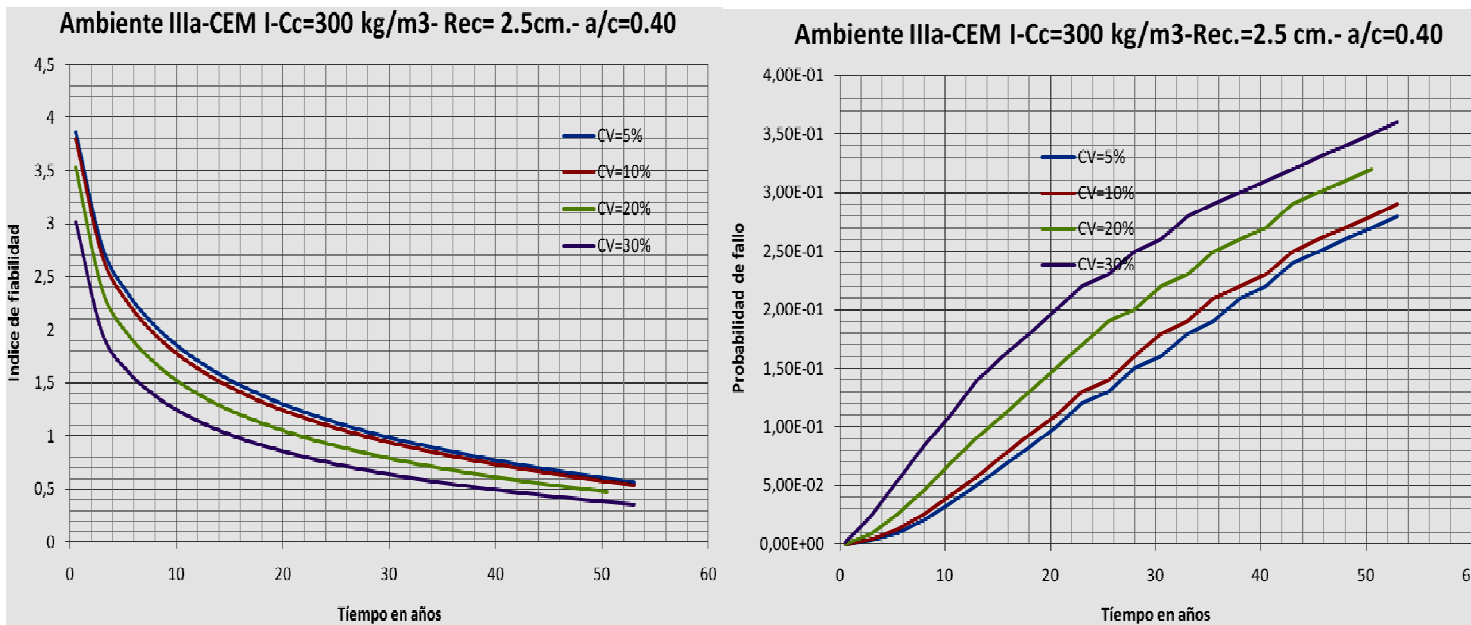


Fig.7.93, Índice de fiabilidad y probabilidad de fallo en el tiempo para distintos coeficientes de variación de la concentración crítica.

**VALORES ESTOCÁSTICOS DE LAS VARIABLES**

<b>10ºAnálisis- Variación de la Concentración crítica a 50 años</b>				
Condiciones del análisis: Ambiente III c- CEM I - a/c=0.40 - Rec.=5.5 cm- Cc=300 kg/m <sup>3</sup>				
<b>Variable</b>	<b>Media</b>	<b>CoV</b>	<b>Desviación Típica</b>	<b>Tipo de distribución</b>
Recubrimiento(cm)	5.5	18 %	1	Normal
Difusión inicial D <sub>o</sub> (10 <sup>-12</sup> m <sup>2</sup> /s)	8.9	18%	1.6	Normal
Conc. Superficial (% en peso cemento)	3.833	18%	0.69	Normal
Conc. Crítica (% en peso cemento)	0.4/0.5/0.6/0.7/0.8	-	0.06	Normal
Factor de edad (n)	0.5	10%	0.05	Normal

Tabla 7.24

<b>10ºCV- Coef. de Variación de la Concentración Crítica a 50 años</b>				
Ambiente III c - CEM I - a/c =0.40- Contenido de cemento 300 kg/m <sup>3</sup> - Rec.=5.5 cm				
<b>Variable</b>	<b>Media</b>	<b>CoV</b>	<b>Desviación Típica</b>	<b>Tipo de distribución</b>
Recubrimiento(cm)	5.5	18 %	1	Normal
Difusión inicial D <sub>o</sub> (10 <sup>-12</sup> m <sup>2</sup> /s)	8.9	18%	1.6	Normal
Conc. Superficial (% en peso cemento)	3.833	18%	0.69	Normal
Conc. Crítica (% en peso cemento)	0.60	5-10-20-30%	0.03-0.06-0.12-0.18	Normal
Factor de edad (n)	0.5	10%	0.05	Normal

Tabla 7..25



RESULTADOS.

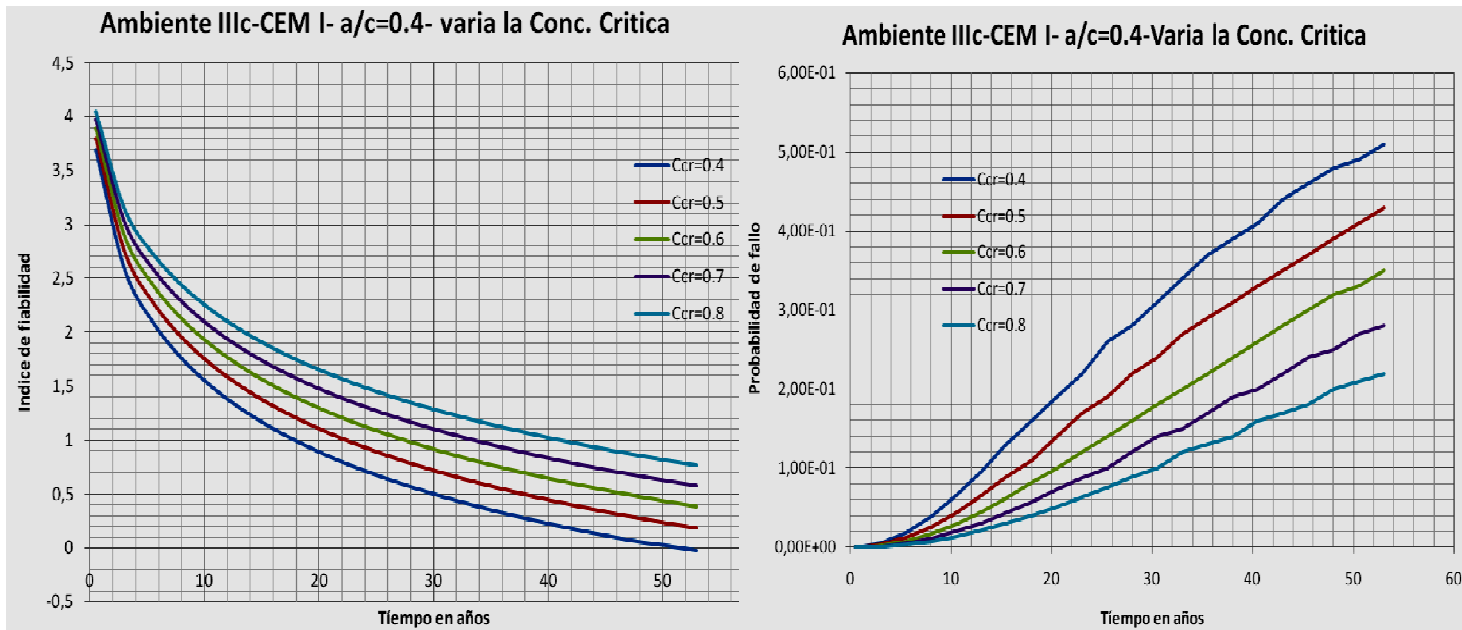


Fig.7.94, Índice de fiabilidad y probabilidad de fallo en el tiempo para distintas concentraciones críticas.

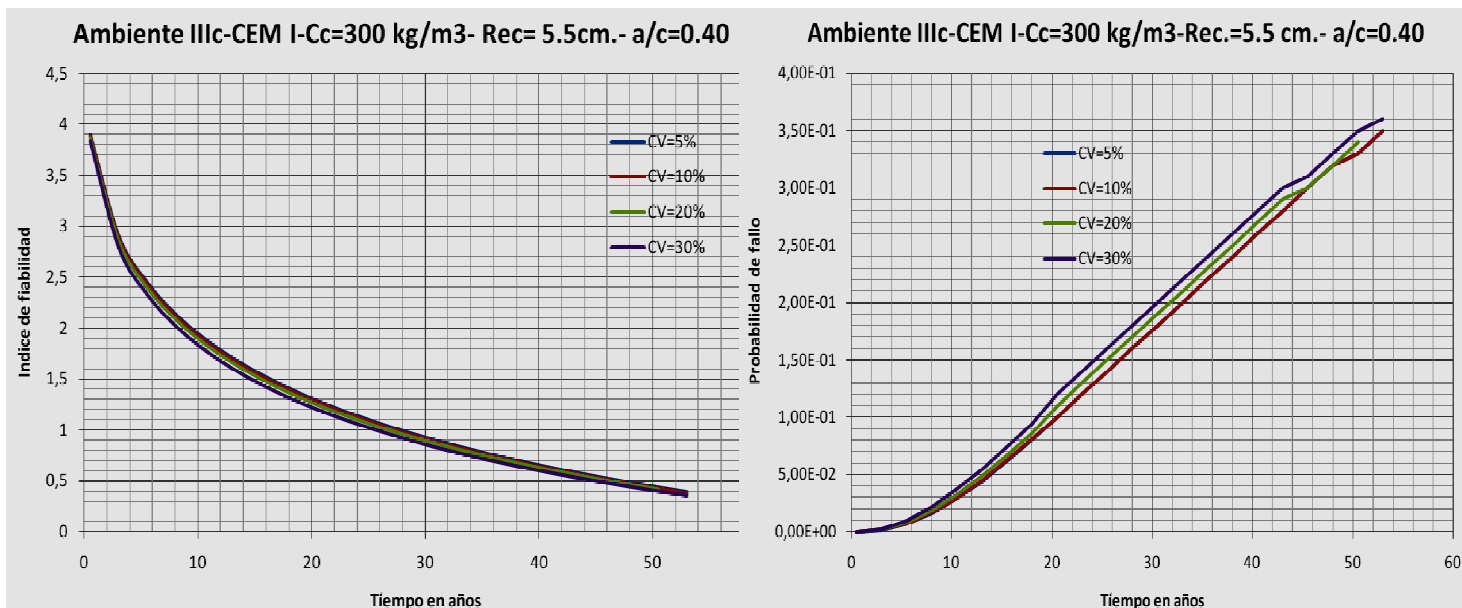


Fig. 7.95, Índice de fiabilidad y probabilidad de fallo en el tiempo para distintos coeficientes de variación de la concentración crítica.



---

**Conclusiones. Concentración crítica de Cloruros (Ccr);**

Las concentraciones críticas analizadas se movieron entre 0,4% y 0,8% en peso de cemento, (el anejo 9º, establece 0,6%). Quizás estos valores son, en cierta medida, menores que los encontrados en la literatura especializada, que pueden variar entre 0,06% y 0,2% en peso de hormigón. El motivo del rango supuesto, es ceñirse al entorno próximo al valor propuesto por el anejo de EHE-08 y por ser los valores de mayor utilización en las normativas próximas.

El comportamiento de la variable respecto de la probabilidad de fallo es de gran importancia, más en ambientes IIIa-500 que en IIIc, En ambiente IIIa-500, se observa que con  $Ccr = 0,8\%$ , el índice de fiabilidad es de 1,75 y con  $Ccr = 0,4\%$  es de -0,6, con saltos de 0,6, de índice de fiabilidad por cada 0,1% de incremento de concentración crítica, lo que permite cualquier situación de aceptación o rechazo.

En ambiente IIIc, el comportamiento es muy similar, aunque las variaciones en el índice de fiabilidad son menores, del orden de 0,2 por cada 0,1% de incremento de concentración crítica.

La significación como variable en la probabilidad de fallo, prácticamente permanece constante en el ambiente IIIa-500, para  $Ccr = 0,4\%$  presenta coseno director 0,39, mientras que para  $Ccr = 0,8\%$ , tal significación es 0,33. En ambiente IIIc, los cosenos directores de las variaciones están en el entorno de 0,12. La mayor significación la presenta el recubrimiento.

Respecto de la variación del coeficiente de variación, en ambiente IIIa-500, al aumentar el CoV, la significación es importante, pasando de un coseno director de 0,19, para  $CoV = 5\%$  al 0,76 para  $CoV = 30\%$ , prácticamente a costa de la significación de la concentración superficial, que es la que disminuye su significado. En ambiente IIIc, la significación es menor, en este caso con cosenos directores entre 0,06 y 0,34.

Se podría entender, por observación de los gráficos, que con el tiempo el efecto de la concentración crítica de cloruros es de menor importancia.

## 7.6.4.4.- Factor de Edad (n), sobre el coeficiente de difusión.

## VALORES ESTOCÁSTICOS DE LAS VARIABLES

<b>11ºAnálisis- Variación del Factor de edad (n) a 50 años</b>				
Condiciones del análisis: Ambiente III a- CEM I - a/c=0.40 - Rec.=2.5 cm- Cc=300 kg/m <sup>3</sup>				
<b>Variable</b>	<b>Media</b>	<b>CoV</b>	<b>Desviación Típica</b>	<b>Tipo de distribución</b>
Recubrimiento(cm)	2.5	18 %	0.45	Normal
Difusión inicial D <sub>o</sub> (10 <sup>-12</sup> m <sup>2</sup> /s)	8.9	18%	1.6	Normal
Conc. Superficial (% en peso cemento)	1.073	18%	0.19	Normal
Conc. Crítica (% en peso cemento)	0.6	10%	0.06	Normal
Factor de edad (n)	0.40/0.45/0.5/0.55/0.60	-	0.05	Normal

Tabla 7.26

<b>11ºCV- Coef. de Variación del Factor de edad (n) a 50 años</b>				
Ambiente III a - CEM I - a/c =0.40- Contenido de cemento 300 kg/m <sup>3</sup> - Rec.=2.5 cm				
<b>Variable</b>	<b>Media</b>	<b>CoV</b>	<b>Desviación Típica</b>	<b>Tipo de distribución</b>
Recubrimiento(cm)	2.5	18 %	0.45	Normal
Difusión inicial D <sub>o</sub> (10 <sup>-12</sup> m <sup>2</sup> /s)	8.9	18%	1.6	Normal
Conc. Superficial (% en peso cemento)	1.073	18%	0.19	Normal
Conc. Crítica (% en peso cemento)	0.60	10%	0.06	Normal
Factor de edad (n)	0.5	5-10-20-30%	0.025-0.05-0.10- 0.15	Normal

Tabla 7.27

RESULTADOS.

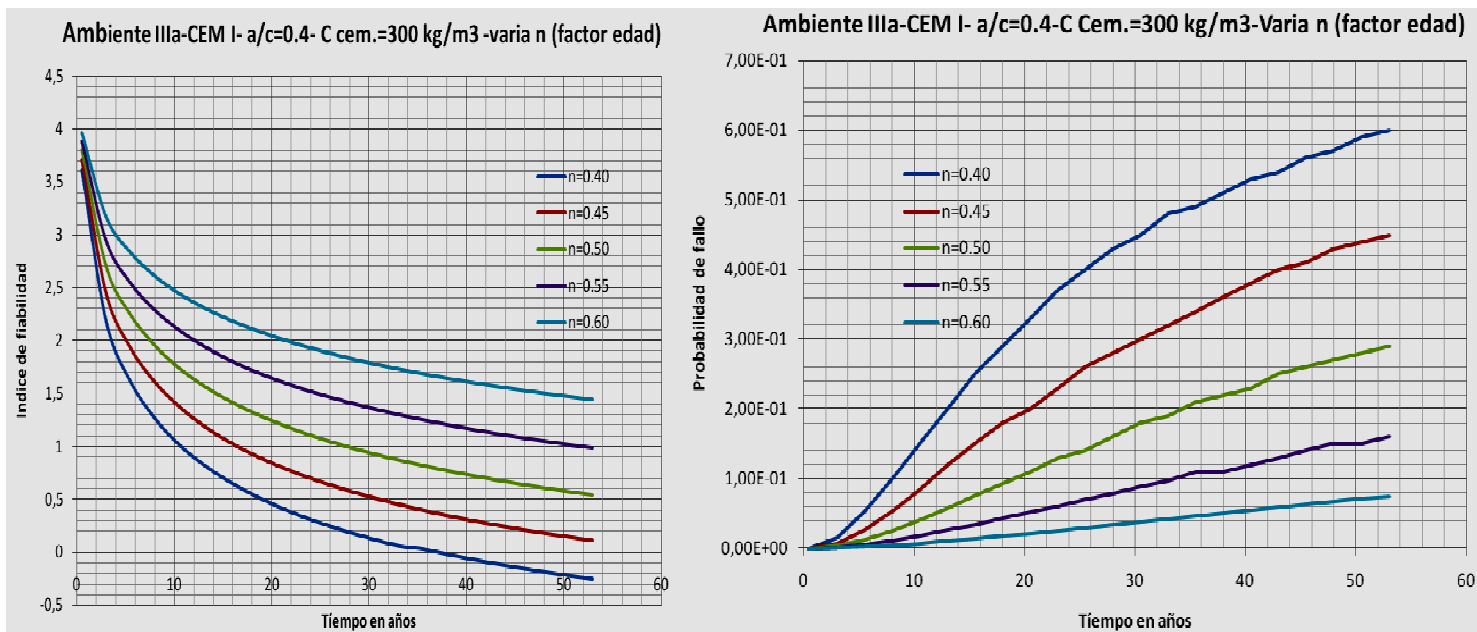


Fig. 7.96. Índice de fiabilidad y probabilidad de fallo en el tiempo para distintos factores de edad.

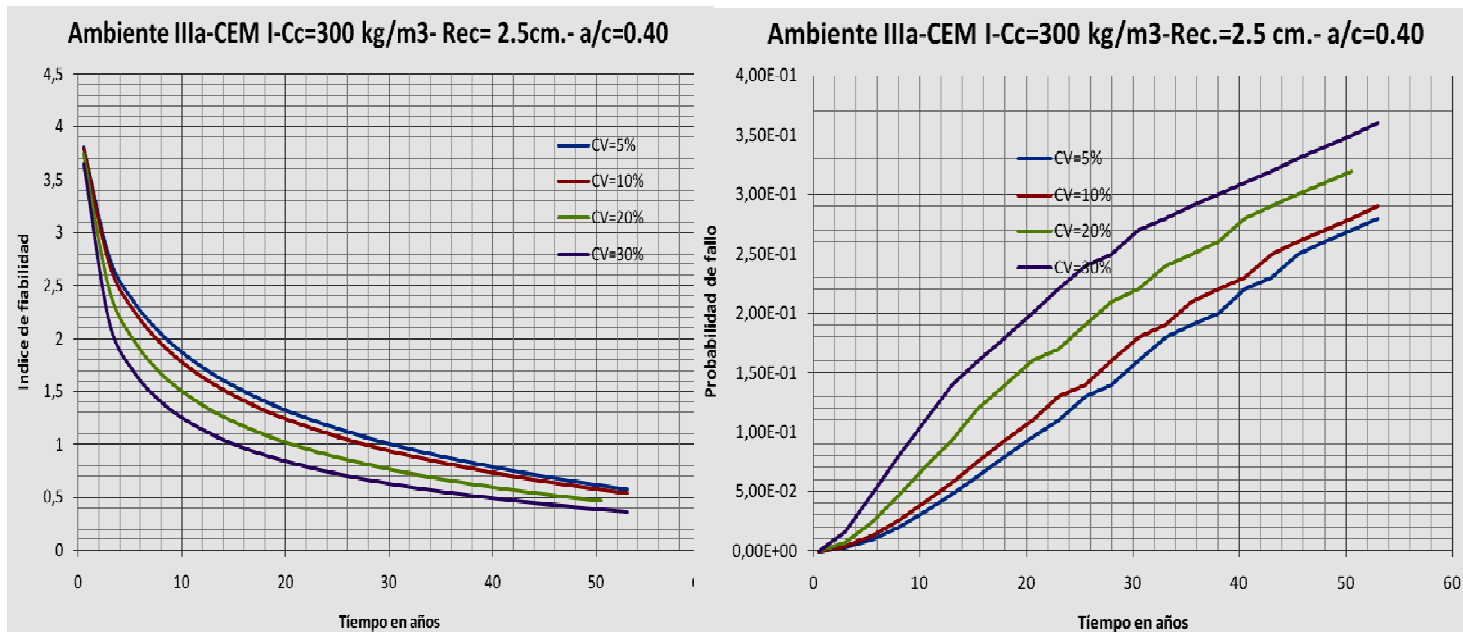


Fig. 7.97. Índice de fiabilidad y probabilidad de fallo en el tiempo para distintos coeficientes de variación del factor de edad.

## VALORES ESTOCÁSTICOS DE LAS VARIABLES

<b>12°Análisis- Variación del Factor de edad (n) a 50 años</b>				
Condiciones del análisis: Ambiente III c- CEM I - a/c=0.40 - Rec.=5.5 cm- Cc=300 kg/m <sup>3</sup>				
<b>Variable</b>	<b>Media</b>	<b>CoV</b>	<b>Desviación Típica</b>	<b>Tipo de distribución</b>
Recubrimiento(cm)	5.5	18 %	1	Normal
Difusión inicial D <sub>o</sub> (10 <sup>-12</sup> m <sup>2</sup> /s)	8.9	18%	1.6	Normal
Conc. Superficial (% en peso cemento)	3.833	18%	0.69	Normal
Conc. Crítica (% en peso cemento)	0.6	10%	0.06	Normal
Factor de edad (n)	0.40/0.45/0.5/0.55/0.60	-	0.05	Normal

Tabla 7..28

<b>12°CV- Coef. de Variación del Factor de edad (n) a 50 años</b>				
Ambiente III c - CEM I - a/c =0.40- Contenido de cemento 300 kg/m <sup>3</sup> - Rec.=5.5 cm				
<b>Variable</b>	<b>Media</b>	<b>CoV</b>	<b>Desviación Típica</b>	<b>Tipo de distribución</b>
Recubrimiento(cm)	5.5	18 %	1	Normal
Difusión inicial D <sub>o</sub> (10 <sup>-12</sup> m <sup>2</sup> /s)	8.9	18%	1.6	Normal
Conc. Superficial (% en peso cemento)	3.833	18%	0.69	Normal
Conc. Crítica (% en peso cemento)	0.60	10%	0.06	Normal
Factor de edad (n)	0.5	5-10-20-30%	0.025-0.05-0.10- 0.15	Normal

Tabla 7.29

RESULTADOS.

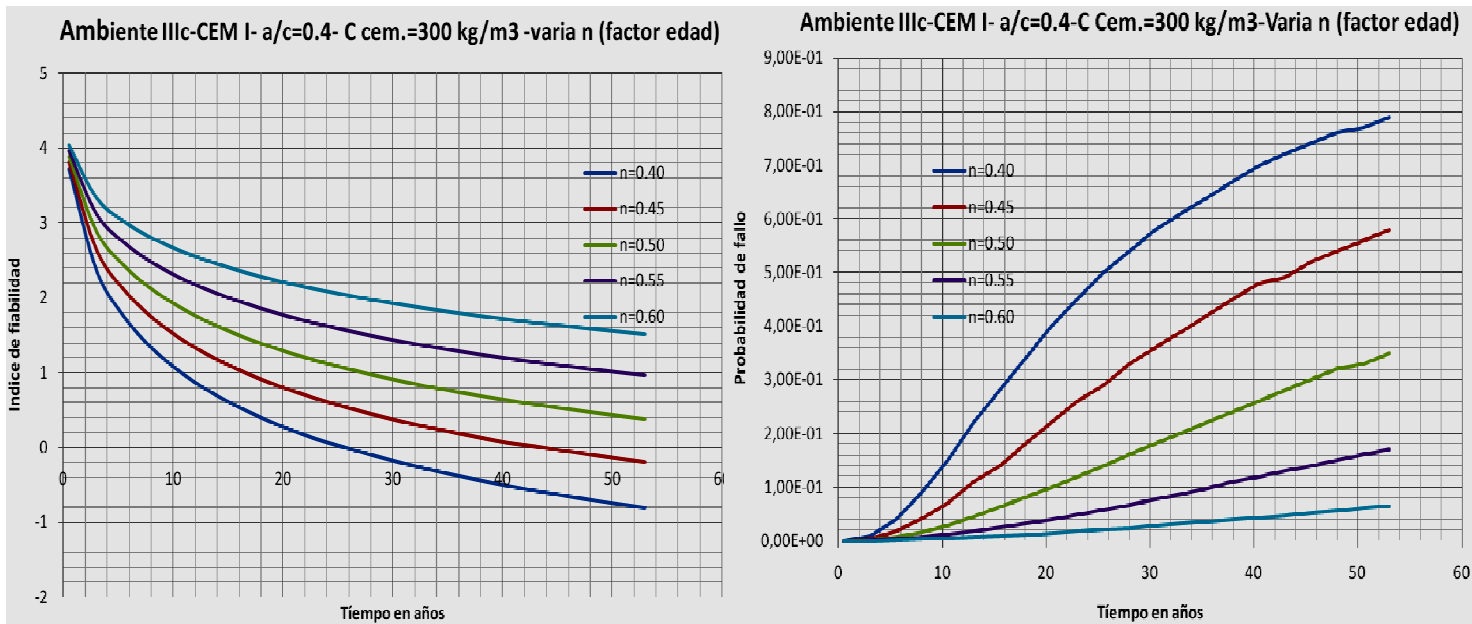


Fig.7.98, Índice de fiabilidad y probabilidad de fallo en el tiempo para distintos factores de edad.

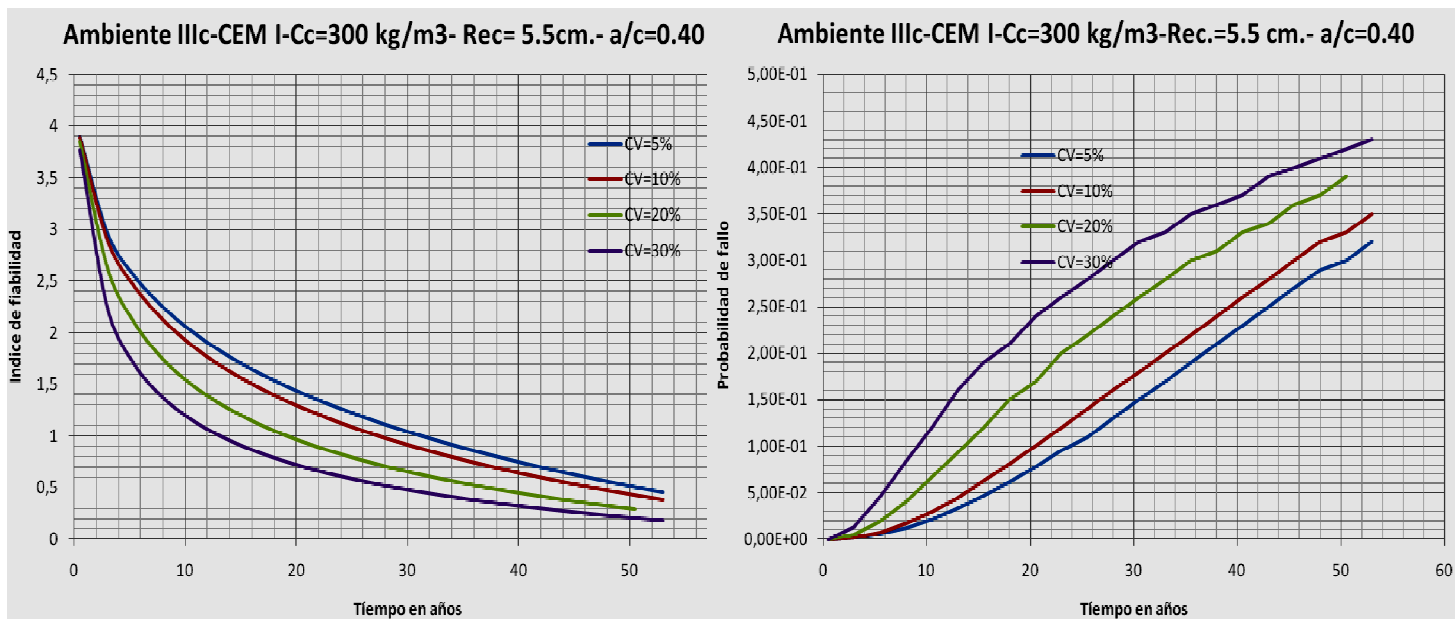


Fig. 7.99, Índice de fiabilidad y probabilidad de fallo en el tiempo para distintos coeficientes de variación del factor de edad.

---

### Conclusiones. Factor de Edad ( $n$ ), sobre el coeficiente de difusión.

El factor de edad ( $n$ ) sobre el coeficiente de difusión se varió entre 0,4 y 0,6 (en anejo 9° lo estima en 0,5), que se corresponde con un rango de valores intermedios considerados suficientes para comprobar su efecto sobre la probabilidad de fallo; en la literatura especializada los valores extremos encontrados son los límites 0-1

Como conclusión inicial diría que la influencia de esta variable básica sobre la probabilidad de fallo es muy importante, incluso se podría decir que es el valor más importante, superando al propio recubrimiento o al coeficiente de difusión.

En ambiente IIIa-500, el aumento de la variable ha significado grandes disminuciones en la probabilidad de fallo, para  $n=0,4$  la  $pf= 58\%$ , y para  $n=0,6$  la  $pf= 7\%$ , es decir, entre el rechazo y la aceptación perfecta. En ambiente IIIc, aún es mayor su influencia, para  $n=0,4$  la  $pf=77\%$ , (prácticamente un fallo seguro), mientras que para  $n= 0,6$  la  $pf= 6\%$  (perfecta aceptación). Por esta razón la elección de esta variable es determinante sobre el estado límite en su periodo de iniciación.

Respecto de la variación del coeficiente de variación, la variable es la que mayor variación de sensibilidad presenta, así, en ambiente IIIa-500, para un  $CoV= 5\%$ , el coseno director es 0,4, mientras que para un  $CoV= 30\%$ , tal coseno es 0,81. En ambiente IIIc, el comportamiento es parejo, presentando para  $Cov=5\%$ , un coseno director de 0,34 y de 0,91 para un  $CoV=30\%$ .

Además, en ambos ambientes se observa que en edades iniciales, hasta 10 años, aproximadamente, se producen mayores dispersiones en los índices de fiabilidad que en 50 años, en donde la variación del coeficiente de variación de la variable, proyecta menores diferencias en tales índices de fiabilidad, aunque, en cualquier caso, con relativa significación en la probabilidad de fallo.

Por los análisis efectuados, se puede concluir, que constituye la variable básica que requiere mayor grado de conocimiento, tanto como variable, como su coeficiente de variación; sobre todo a cortas edades.

A modo de resumen cualitativo, se puede proponer el siguiente cuadro resumen, en el que se indica la influencia de cada variable básica a través de sus valores paramétricos estadísticos, media y desviación estándar.



<b>Efecto del aumento de la variable y su desviación sobre la probabilidad de fallo</b>		
<b>Variable</b>	<b>El aumento del valor medio supone</b>	<b>El aumento de la desviación supone</b>
Factor de edad (n)	Disminución en gran medida de la Pf.	Significativo efecto negativo
Coefficiente de difusión	Aumento de forma importante de la Pf.	Escaso efecto
Concentración superficial de cloruros	Aumento de la Pf.	Ligero efecto negativo
Concentración crítica de cloruros	Disminuye la Pf.	Escaso efecto
Recubrimiento	Disminuye de forma importante la Pf.	Ligero efecto negativo

Tabla 7.30

#### 7.6.5. - Hormigón Bueno versus Hormigón Malo.

Este último análisis, utilizando las conclusiones anteriores, trata de valorar el comportamiento, con las variables básicas elegidas subjetivamente en base a la experiencia, de un hormigón de buenas características respecto de las condiciones de corrosión y otro de menores prestaciones, que llamaré resumidamente "Hormigón Bueno, Hormigón Malo". En concreto, en ambos casos se estudiara en un ambiente IIIc, por ser de gran agresión, los índices de fiabilidad y probabilidades de fallo, respecto de distintos recubrimientos y en un tiempo de 50 años.

En ambos casos se consideran las variables básicas del anejo 9º, y dispersiones que se corresponden con dos tipos de coeficientes de variación del 10% y del 30%.

Los valores estocásticos utilizados se presentan en los cuadros siguientes, y los resultados de los cálculos se resumen en el anejo 7 de esta tesis y se presentan en los gráficos siguientes donde se comentan las conclusiones más significativas.

<b>Hormigón Bueno- Variación del Recubrimiento a 50 años</b>				
Condiciones del análisis: Ambiente IIIc - CEM III - Cont. Cemento= 400 kg/m <sup>3</sup> - a/c=0.40				
<b>Variable</b>	<b>Media</b>	<b>CoV</b>	<b>Desviación Típica</b>	<b>Tipo de distribución</b>
Recubrimiento (cm)	-	-	-	-
Difusión inicial ( $D_0$ ) ( $10^{-12}$ m <sup>2</sup> /s)	1.4	10-30%	0.21-0.42	Normal
Conc. Superficial (% en peso cemento)	2.875	10-30%	0.575-0.862	Normal
Conc. Crítica (% en peso cemento)	0,60	10-30%	0.06-0.18	Normal
Factor de edad (n)	0.5	10-30%	0.05-0.15	Normal

Tabla 7.31

<b>Hormigón Malo- Variación del Recubrimiento a 50 años</b>				
Condiciones del análisis: Ambiente IIIc - CEM I - Cont. Cemento= 300 kg/m <sup>3</sup> - a/c=0.55				
<b>Variable</b>	<b>Media</b>	<b>CoV</b>	<b>Desviación Típica</b>	<b>Tipo de distribución</b>
Recubrimiento (cm)	-	-	-	-
Difusión inicial ( $D_0$ ) ( $10^{-12}$ m <sup>2</sup> /s)	19.7	10-30%	1.97-5.91	Normal
Conc. Superficial (% en peso cemento)	3.833	10-30%	0.383-1.15	Normal
Conc. Crítica (% en peso cemento)	0,60	10-30%	0.06-0.18	Normal
Factor de edad (n)	0.5	10-30%	0.05-0.15	Normal

Tabla 7.32

**Análisis de los resultados.**

En el hormigón de buena calidad, para un índice de fiabilidad igual a 0, se obtiene el valor determinista del recubrimiento, que además tiene que coincidir con la intersección de las curvas de  $CoV=10\%$  y  $CoV=30\%$ , representa el valor medio del recubrimiento, o sea, el que tiene el 50% de probabilidades de fallo. El valor del recubrimiento, en este caso es de 1,8 cm., valor coincidente con el obtenido en el análisis determinista.

En la figura 7.100, se muestra la variación del índice de fiabilidad a 50 años, para cada recubrimiento a partir de nominal de 1,8 cm. También se representa, las relaciones entre los recubrimientos y los índices de fiabilidad cuando se produce una variabilidad conjunta de todas las variables básicas entre un 10% y un 30%.

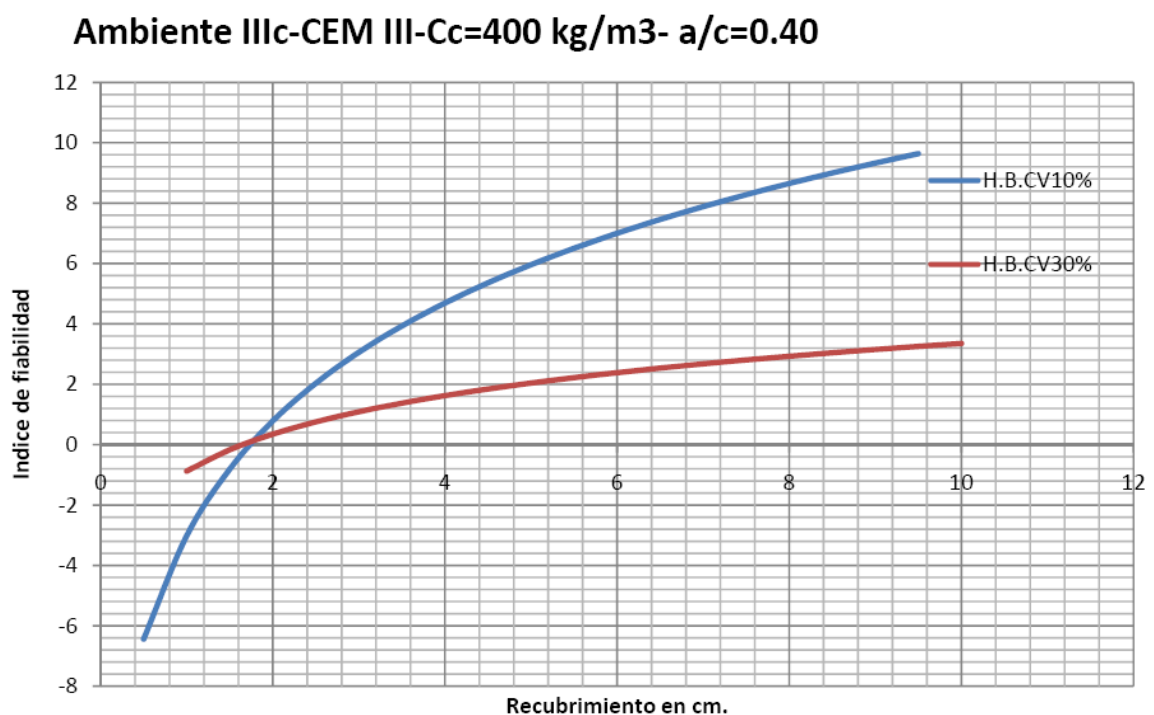


Fig.7.100. Índice de fiabilidad respecto del recubrimiento a 50 años, del hormigón bueno.

La figura 7.101, proporciona las probabilidades de fallo a 50 años en función del recubrimiento en cm., para el hormigón de buenas características, y coeficientes de variación, de las variables básicas, de 10% y 30%, a partir del valor nominal de 1,8 cm., que se corresponde con la probabilidad de fallo del 50%.

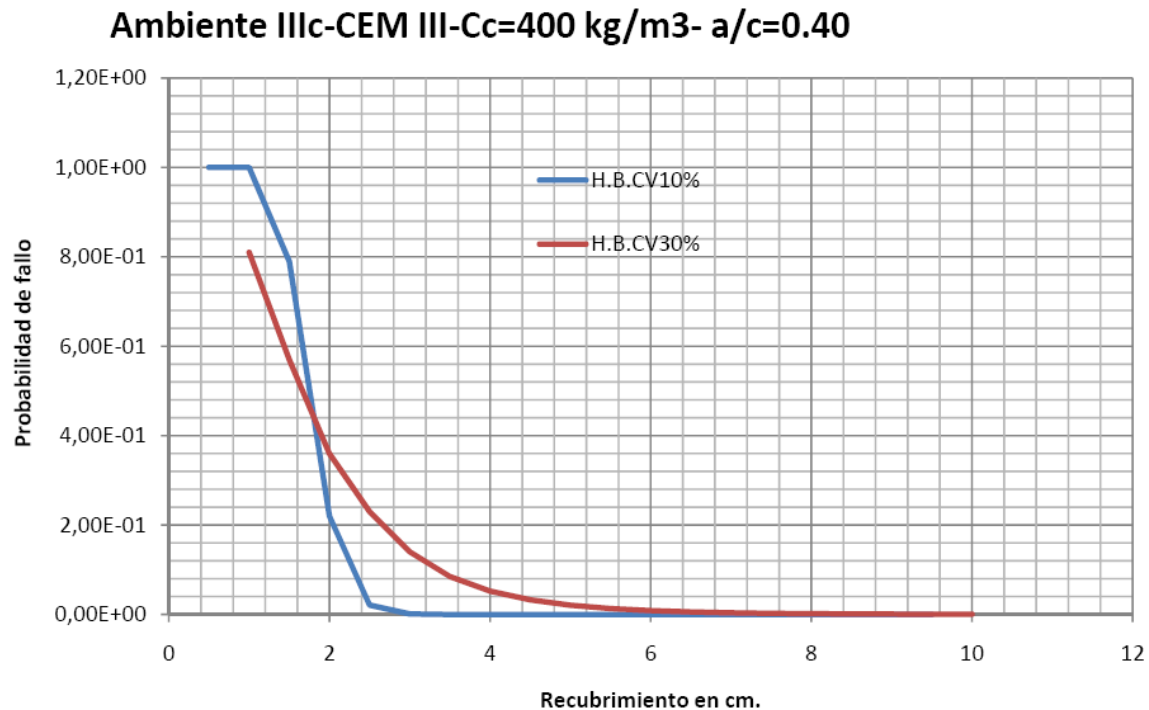


Fig.7.101 Probabilidad de fallo respecto del recubrimiento a 50 años, del hormigón bueno.

Si aceptásemos, como suficiente confianza un 10% de probabilidad de fallo para el estado límite de corrosión, en su fase de iniciación, el recubrimiento mínimo exigible sería, para  $CoV=10\%$ , 2,3 cm., y de 3,7 cm., para  $CoV= 30\%$

La figura 7.102, tiene la misma interpretación que la figura 7.89, pero ahora, para un hormigón de inferiores prestaciones respecto la durabilidad en corrosión por cloruros marinos. En este caso, el recubrimiento mínimo nominal es de 7,3 cm., y determina una fiabilidad cero, con lo que la probabilidad de cumplimiento del estado límite de corrosión analizado es del 50%, (valor de recubrimiento que coincide con el cálculo determinista realizado).

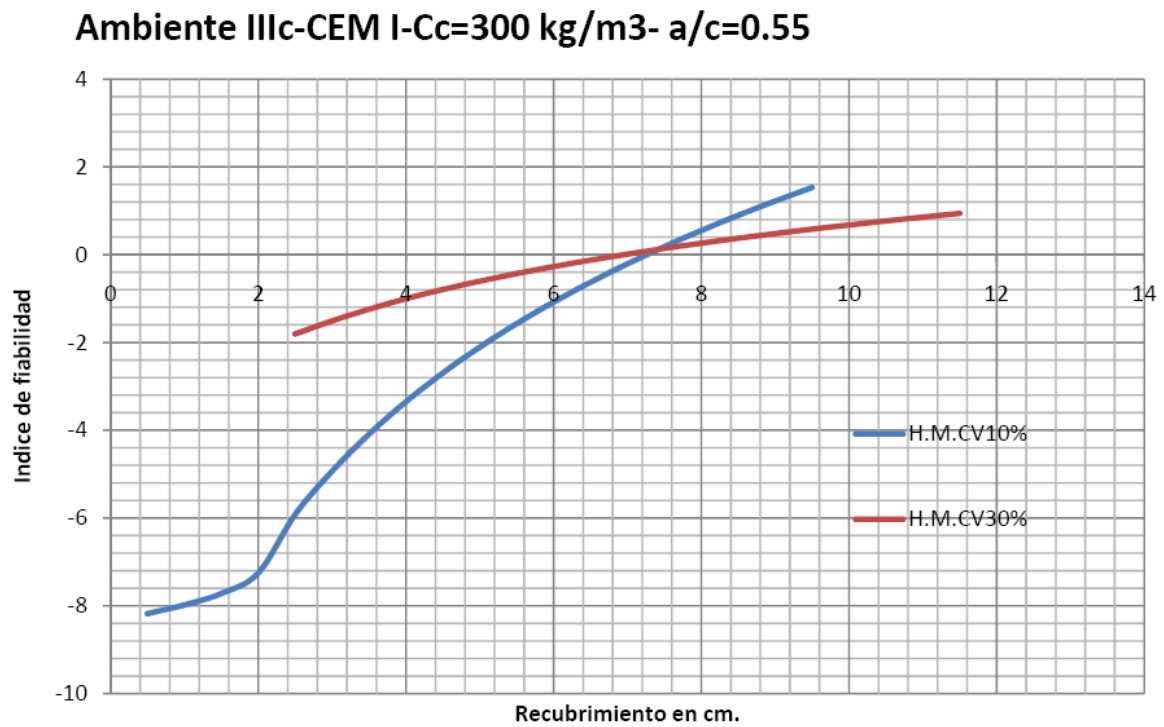


Fig. 7.102 Índice de fiabilidad respecto del recubrimiento a 50 años, del hormigón malo.

Para tener una probabilidad de fallo del 10%, (considerando tal probabilidad suficiente para el estado límite de corrosión en su etapa de iniciación), el recubrimiento debería ser de aproximadamente 9cm. Si las variables básicas presentan  $CoV = 10\%$ ; y superior a 12cm, para el caso que tales variables presenten una variación conjunta del 30%. Estos resultados se pueden observar en la siguiente figura 7.103.

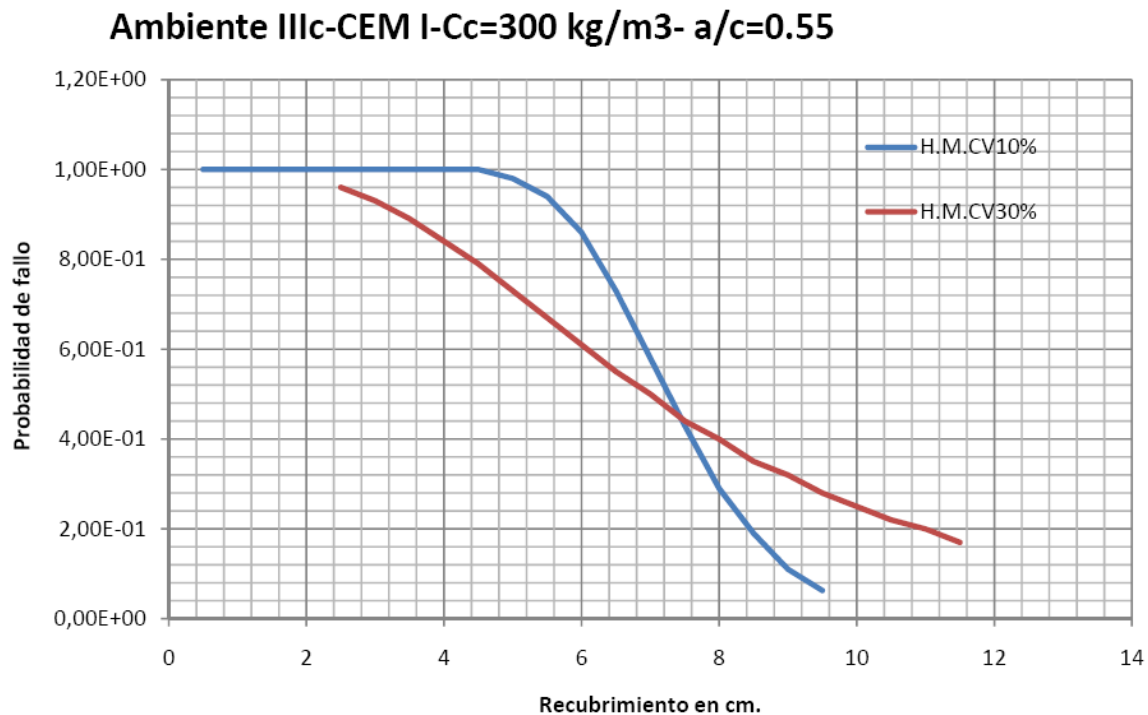


Fig. 7.103 Probabilidad de fallo respecto del recubrimiento a 50 años, del hormigón malo.

Es de interés observar que la razón entre recubrimientos para  $CoV=10\%$  y los nominales, para ambos hormigones, (hormigón bueno y hormigón malo) se sitúa, aproximadamente, en 1,25 (prácticamente constante independiente de la calidad del hormigón), y aunque habría que hacer más comprobaciones numéricas, para recubrimiento con  $CoV=30\%$ , sería de 2.

**Estos valores vuelven a incidir sobre la escasa ponderación que supone el coeficiente parcial de seguridad propuesto por el anejo 9.**

Por último, en las siguientes figuras, 7.104 y 7.105, se comparan los resultados indicados anteriormente, comprobándose la significación entre ambos hormigones y sus coeficientes de variación, pudiéndose considerar como valores extremos, para este ambiente IIIc, por lo que se podría simplificar que: para un hormigón bueno, los recubrimientos mínimos recomendables estarían entre 1,8 cm., (valor determinista o nominal), y 3,7 cm., valor pésimo, considerando variabilidad de todas las variables básicas en el 30%.

En el caso del denominado hormigón malo, el entorno de valores sería de 7,2 cm., (nominal) y posiblemente un valor de 14 cm., para una variabilidad pésima de las variables básicas.

### Comparación entre hormigones y CV.

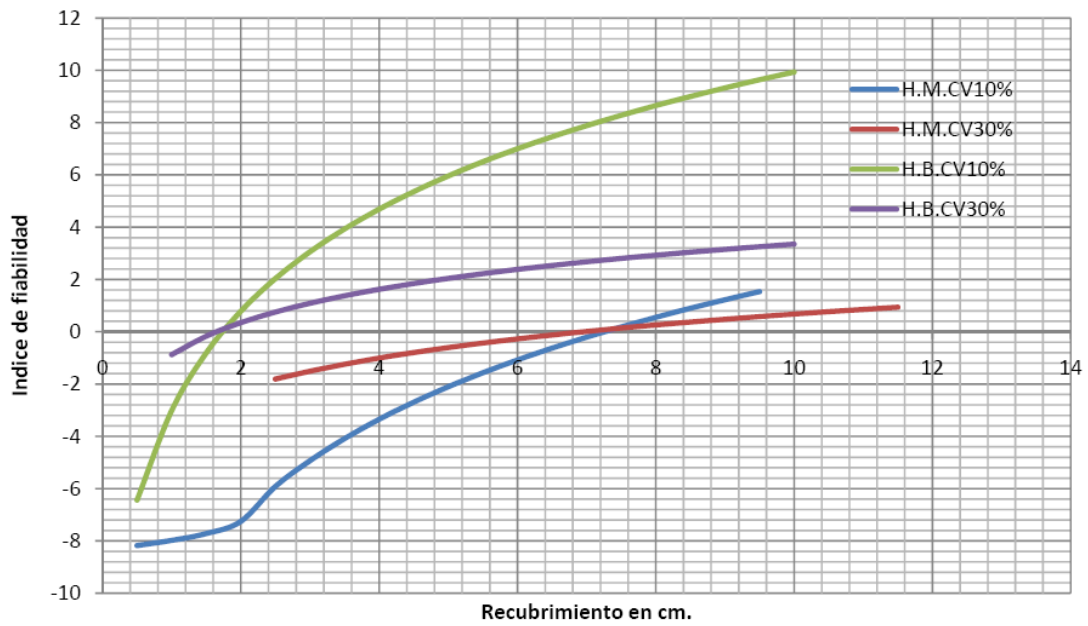


Fig. 7.104 Comparación de índices de fiabilidad- recubrimientos entre hormigón bueno-malo.

### Comparación entre Hormigones y CV.

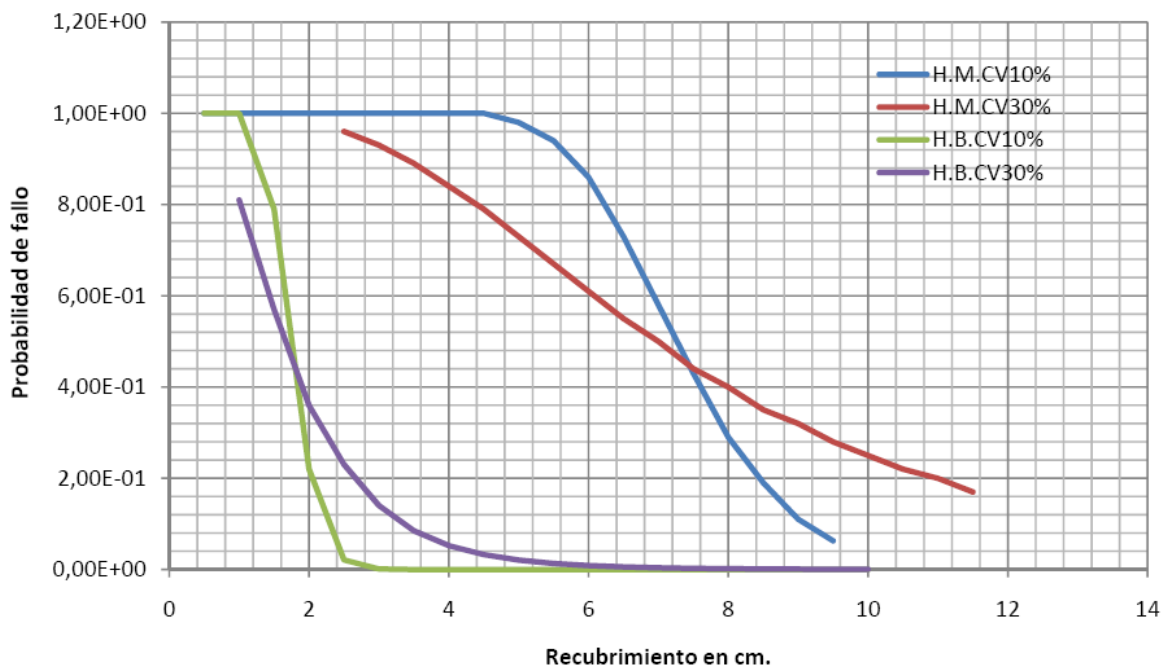


Fig. 7.105 Comparación de probabilidades de fallo- recubrimientos entre hormigón bueno-malo.

### 7.7.- Conclusión Final.

Se hace complicado resumir finalmente, el planteamiento propuesto por la normativa actual española (anejo 9º-EHE-08), respecto del estado límite de corrosión por cloruros para la etapa de iniciación, ya que no hay suficiente experiencia real de aplicación práctica, que pueda sancionar tal propuesta, pero desde un punto de vista teórico y después de los análisis efectuados en éste capítulo, se pueden esperar, de su aplicación, resultados poco satisfactorios, proporcionando respuestas de vida útil con gran incertidumbre y probablemente no consiguiendo los objetivos propuestos.

En general, la propuesta metodológica se debe de acoger con agrado, pues supone un cambio de significación, cualitativa y cuantitativa relevante respecto los métodos tradicionales o estándares.

En concreto la formulación de la 2ª ley de Fick, de la difusión de cloruros en el hormigón endurecido, en la literatura internacional especializada, se estima adecuada para la modelización del estado límite de penetración de cloruros en el hormigón, por lo que se puede considerar correcta su formulación para modelar el periodo de iniciación de la corrosión por cloruros.

La simplificación parabólica respecto de la función error de Gauss de la 2ª ley de Fick, supone una aproximación positiva de la norma, pues puede simplificar, de forma significativa, los cálculos de la función límite. En éste capítulo se ha verificado el buen ajuste entre ambas funciones en el ámbito del problema.

Las críticas más significativas al estado límite de la propuesta normativa, pueden estar motivadas por tres niveles de cuestiones.

1.- Se dice, "estado límite semiprobabilista", en general mi crítica a todos los estados límites semiprobabilistas, sería al propio nombre, o sea, semideterminista, ya que siguen introduciendo las incertidumbres (variables, modelos, etc.), a través de coeficientes de seguridad y en muchos estados límite, éste es uno de ellos, no hay una clara constancia de que las variables básicas tengan valores estadísticamente caracterizados. En concreto, se estima escaso el coeficiente de seguridad propuesto, ya que prácticamente no tiene efecto significativo sobre el cálculo de los recubrimientos.

Desde un punto de vista probabilista, se echa en falta una estimación más adecuada para el índice de fiabilidad o probabilidad de fallo de éste estado límite, ya que los propuestos por EHE-08 de 3,8 para los estados límite de agotamiento y de 1,5 para los de servicio, pueden ser considerados claramente excesivos para un estado límite de despasivación de las armaduras por corrosión por cloruros, según se argumenta en ésta tesis.

2.- Otro nivel de críticas, viene inducido del apartado anterior, respecto del carácter de las variables básicas.



---

En concreto, parecería que el autor del proyecto pudiese disponer de mejor calidad de las variables que la propia norma, pero la norma no indica, ni proporciona información de la obtención de sus propias variables. Cabría preguntarse, cuales son los mejores ensayos para obtener las mejores variables, a efectos de proyectar un recubrimiento. En éste sentido se recoge, en ésta tesis, parte de las conclusiones del proyecto -CHLORTEST- "**Guideline for Practical Use of Methods for Testing the Resistance of Concrete to Chloride Ingress**", donde se analizan diversos métodos para proponer resultados de variables con suficiente garantía y los ensayos más adecuados.

En la propia normativa española, se proporciona una tabla (A.9.4), de coeficientes de difusión de cloruros a 28 días, sospechosamente parecida a propuesta por "**Model Code for Service Life Design**", tabla B.2-1, pero tales valores están obtenidos a través de un ensayo de migración rápida (RCM, NT BUILD 492), y propone valores de carácter probabilístico explícito de distribución normal y desviaciones estándar 0,2, cuando el modelo normativo español, a mi parecer, está inspirado en la norma NT BUILD 443, método de difusión natural en virtud de un gradiente de concentración más alto, da valores en estado no estacionario. Parece, por tanto, que se están mezclando valores deterministas con variables claramente probabilistas obtenidas en procesos acelerados de migración.

3.- Por último, éste nivel de crítica sería sobre la falta de consideración, es decir. A lo largo de la tesis, en las partes donde se analiza el estado de los conocimientos, hemos podido observar que la penetración de cloruros en el hormigón endurecido, está fuertemente influenciado por aspectos o variables que el estado límite propuesto por la normativa no contempla, de forma directa. Tales parámetros pueden ser, por su significación:

- a.- La temperatura del ambiente y agua,
- b.- La ejecución y curado (no solo los componentes del hormigón y su dosificación),
- c.- El microclima, posiciones respecto de la exposición, geometría de los elementos estructurales, incluso condiciones mecánicas de trabajo.

Teniendo en cuenta éstas razones, ésta tesis, en el capítulo siguiente, propone un modelo que desde una metodología probabilista ó semiprobabilista (en función de las condiciones de las variables básicas), intenta proporcionar al proyectista una respuesta sencilla, al estado límite de despasivación de las armaduras, en elementos estructurales sometidos a la acción de los cloruros, básicamente en ambientes IIIa-500 y IIIc-IV, que son los que mayor interés tienen para la edificación.



# **CAPITULO -8**

**Propuesta de un modelo de diseño probabilista explícito fundamentado en el concepto de la difusión.**



### 8.1.- Justificación de la Propuesta.

El avance producido por la normativa española respecto de la estimación de la vida útil en los elementos estructurales sometidos a agresiones ambientales, ha sido significativo, incorporando la metodología más moderna sobre el estado límite de durabilidad y proponiendo, en el anejo 9º, la comprobación mediante procedimientos semiprobabilistas, de forma análoga al resto de los estados límite.

En concreto, presenta modelos de durabilidad para los procesos de corrosión, tanto para la carbonatación como para la acción de cloruros.

Por otra parte, como ya se ha comentado, también supone otro avance metodológico importante y novedoso, el planteamiento sobre las exigencias estructurales, según se definen en el artículo 5 de EHE-08, en términos de niveles de fiabilidad, de acuerdo con los sistemas de seguridad recogidos en el grupo de normas europeas EN-1990 a EN-1999 (Eurocódigos Estructurales) y el anejo c del Documento Básico Seguridad Estructural.

Ambos planteamientos normativos (Estado límite de durabilidad con carácter semiprobabilista y su estimación a través de procedimientos basados en el concepto de fiabilidad), constituyen la incorporación de nuestra norma a los procedimientos internacionales más novedosos. Supone entrar en un cuerpo de doctrina no completamente resuelto (sobre todo en la caracterización de las variables básicas), con importantes discrepancias en muchos temas, y claramente en el que está planteando ésta tesis, donde se ha podido observar dos claras tendencias normativas. Por un lado las europeas a través la Federación Internacional del hormigón (fib-CEB-FIP), y por otro las americanas con ACI-308 y estrategias de protección y materiales distintos.

En el capítulo anterior hemos analizado el modelo normativo de estado límite de durabilidad aplicado a la corrosión por cloruros y, presenta importantes lagunas interpretativas, sobre todo respecto de las variables básicas y la calibración como estado límite semiprobabilista, con resultados que pueden proporcionar respuestas en términos de recubrimientos y por tanto en vida útil, que no satisfagan el requerimiento.

Esta tesis pretende, utilizando una metodología probabilista, plantear un procedimiento para la verificación del estado límite de durabilidad respecto de la corrosión por cloruros en su periodo de iniciación, que permita a los proyectistas de edificaciones sometidos a la acción de los cloruros, responder en términos de diseño (materiales, recubrimientos, etc.), y en términos de ejecución (curado, mantenimiento, etc.), respecto de la vida útil requerida.

En definitiva, se intenta dar respuesta a las críticas efectuadas en el apartado 7 del capítulo anterior, proporcionando, desde un punto de vista teórico y de diseño, un modelo de fácil utilización para la verificación de la vida útil de los elementos estructurales sometidos a la acción de los cloruros.

## 8.2.- Propuesta de la función de estado límite de despasivación o desempeño respecto del periodo de iniciación por ataque de cloruros para verificar la vida útil de un elemento estructural.

En el capítulo 3, se hace una recopilación bibliográfica importante de los modelos que se han venido utilizando por distintos especialistas. Básicamente se pueden resumir en dos grandes grupos:

a) Los que se fundamentan en la difusión a través de la 2º ley de Fick, de una forma más o menos empírica y atendiendo, básicamente a las siguientes condiciones:

- Concentración superficial de cloruros y coeficiente de difusión, constantes en el tiempo, planteamiento tradicional (Colleparadi, Tuutti, etc.)
- Concentración superficial constante en el tiempo y coeficiente de difusión dependiente del tiempo. (Bamforth, Poulsen, DuraCrete, Código modelo, EHE, etc.)
- Concentración superficial y coeficiente de difusión dependientes del tiempo. (Nilsson, Mejlbro, ACI -365, Life-365, Nist, Leo, etc.)

b) Los basados en las ecuaciones de flujo. 1ª ley de Fick. (ClinConc, Modelos de convección, etc.) o los basados en la ecuación de flujo de Nernst-Planck.

Muchos de ellos, los más recientes, introducen el probabilismo en la verificación del estado límite.

Hay un especial consenso en la comunidad internacional, en que los diseños de servicio de la vida útil se base, normalmente, en el estado límite de despasivación (concentración crítica de cloruros en las armaduras), aceptando que es un estado límite más bien conservador y por tanto se vincula a niveles de fiabilidad con probabilidades de fallo en el orden de  $10^{-1}$ .

La elección del modelo es, por tanto, de carácter probabilista y estima el estado límite de despasivación para la verificación de la vida útil de los elementos estructurales, considerando La concentración superficial de cloruros constante en el tiempo y el coeficiente de difusión como variable en el tiempo.

La función de estado límite respeta las siguientes condiciones:

$$p\{\} = p_{dep.} = p\{C_{crit.} - C_{(a,t_{SL})} < 0\} < p_0$$

Donde:

- $p\{\}$  es la probabilidad de despasivación  
 $C_{crit.}$  Es el contenido de cloruro crítico para lograr despasivación (% en cem.)  
 $C_{(a,t_{SL})}$  es el contenido de cloruros en la profundidad  $a$  y en un tiempo  $t$  (% en cem.)  
 $a$  es el recubrimiento de hormigón [cm],  
 $t_{SL}$  es la vida útil de diseño [años],  
 $p_0$  es la probabilidad de fallo

Las variables  $C_{crit.}$  y  $C_{(a,t_{SL})}$ , se deben de cuantifica con un enfoque probabilístico.

La penetración de cloruros en el hormigón se plantea, inspirado en el CM-10, tomando la función de ajuste parabólica propuesta por EHE-08, e introduciendo los parámetros y variables respecto de la temperatura, el curado-ejecución y el efecto local o microclima.

La expresión es:

$$C_{(X,t)} = C_s \cdot \left[ 1 - \frac{X}{2 \cdot \sqrt{3.0,315 \cdot D_0 \cdot \left(\frac{t_0}{t}\right)^n \cdot \frac{T}{20} \cdot e^{\left[5725 \cdot \left(\frac{1}{294} - \frac{1}{(T+273)}\right)\right]} \cdot t \cdot k_c \cdot k_a}} \right]^2$$

Donde:

X Penetración de cloruros en el hormigón con concentración,  $C_{(X,t)}$  en cm.

$C_{(X,t)}$  Concentración de cloruros a una profundidad X, y en un tiempo t, en % en peso de cemento

$C_s$  Concentración superficial de cloruros, en % en peso de cemento.

$t_0$  Tiempo inicial del ensayo de difusión potencial, en años.

t Tiempo final, estimación de vida útil, en años.

$D_0$  Coeficiente de difusión potencial, obtenido a través de NT BUILD 492, en  $10^{12}m^2/s$

$k_a$  Parámetro de exposición, microclima.

$k_c$  Parámetro de ejecución y curado.

T Temperatura del ambiente en °C.

La variable de discriminación para el estado límite es  $C_{(X,t)}$ , que cuando alcanza cierto nivel estableceremos como crítica  $C_{cri}$ . En esas condiciones el recubrimiento mínimo tendrá la expresión:

$$X = 2 \cdot \left( 1 - \sqrt{\frac{C_{cri}}{C_s}} \right) \cdot \sqrt{3.0,315 \cdot D_0 \cdot \left(\frac{t_0}{t}\right)^n \cdot \frac{T}{20} \cdot e^{\left[5725 \cdot \left(\frac{1}{293} - \frac{1}{(T+273)}\right)\right]} \cdot t \cdot k_c \cdot k_a}$$

La función anterior es la que se establece como estado límite de despasivación, o desempeño, y define el final del periodo de iniciación, por lo que, para unos determinados valores de: recubrimiento ( $X_d$ ), ambiente, hormigón y tiempo. Se tendrá una determinada probabilidad de cumplimiento o incumplimiento o fallo.

Es decir la probabilidad de fallo se establece como:

$$p\{\} = p\{X_d - X < 0\} < p_0$$

con las variables  $X_d$  y  $X$ , cuantificadas como variables probabilistas.

El planteamiento teórico del problema está expuesto en el capítulo 6 de esta tesis, en el apartado 6.5, se explica de forma genérica la verificación probabilística explícita relativa a la seguridad estructural y en el apartado siguiente 6.6, se explicita el modelo concreto utilizado para la resolución del problema. En definitiva se utilizan unas rutinas de cálculo desarrolladas por la empresa alemana STRUREL, RCP de Munich, a través de la aplicación COMREL-TI, facilitándose amablemente, una licencia temporal, para la realización de ésta tesis, por el Dr. Stephan Gollwitzer.

Las siguientes figuras muestran las partes más significativas de la aplicación.

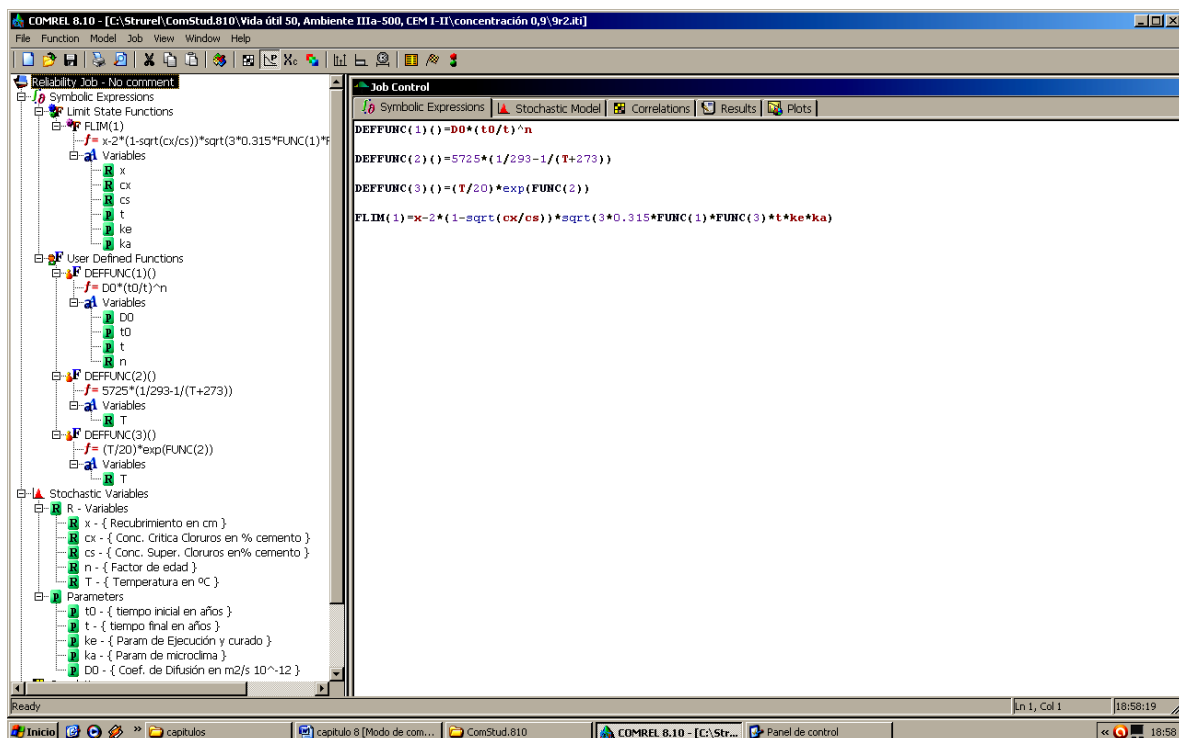


Figura. 8.1. Introducción de la función de estado límite



CAPÍTULO 8: Propuesta de un modelo de diseño probabilista explícito fundamentado en el concepto de la difusión.

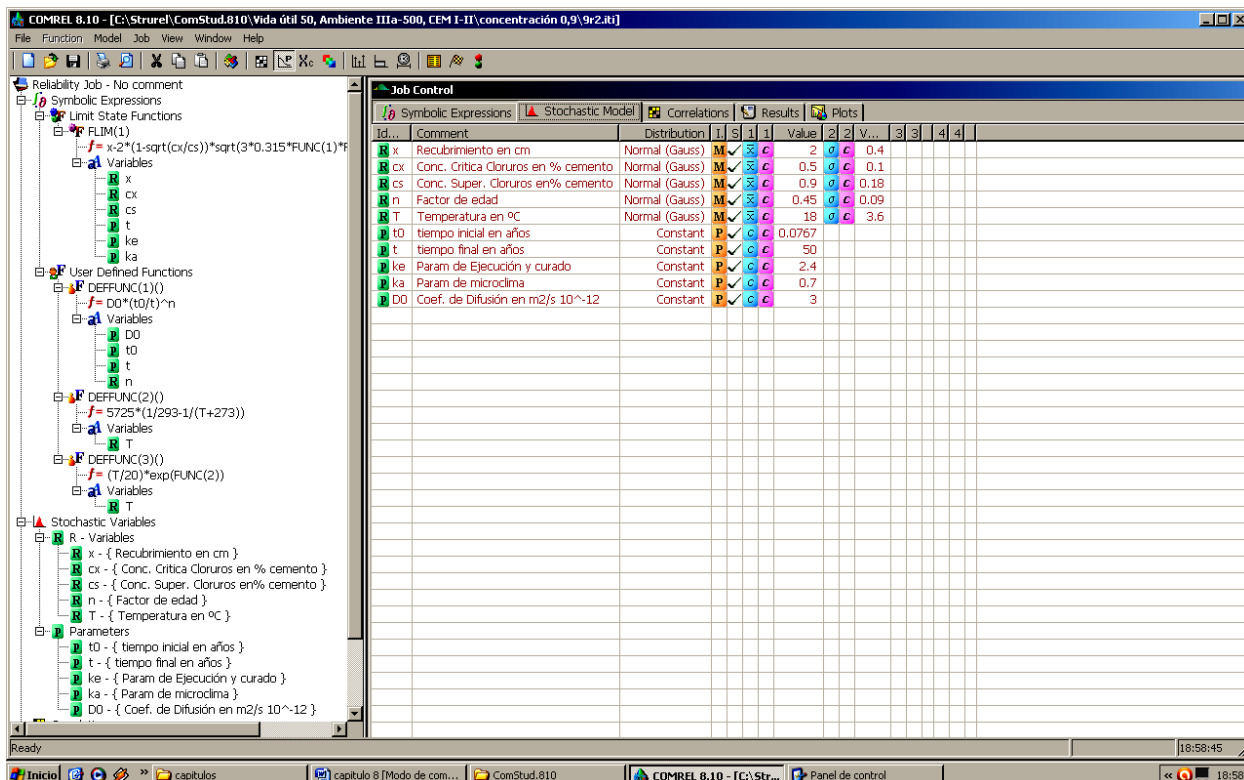


Figura. 8.2. Introducción de las variables estocásticas y parámetros

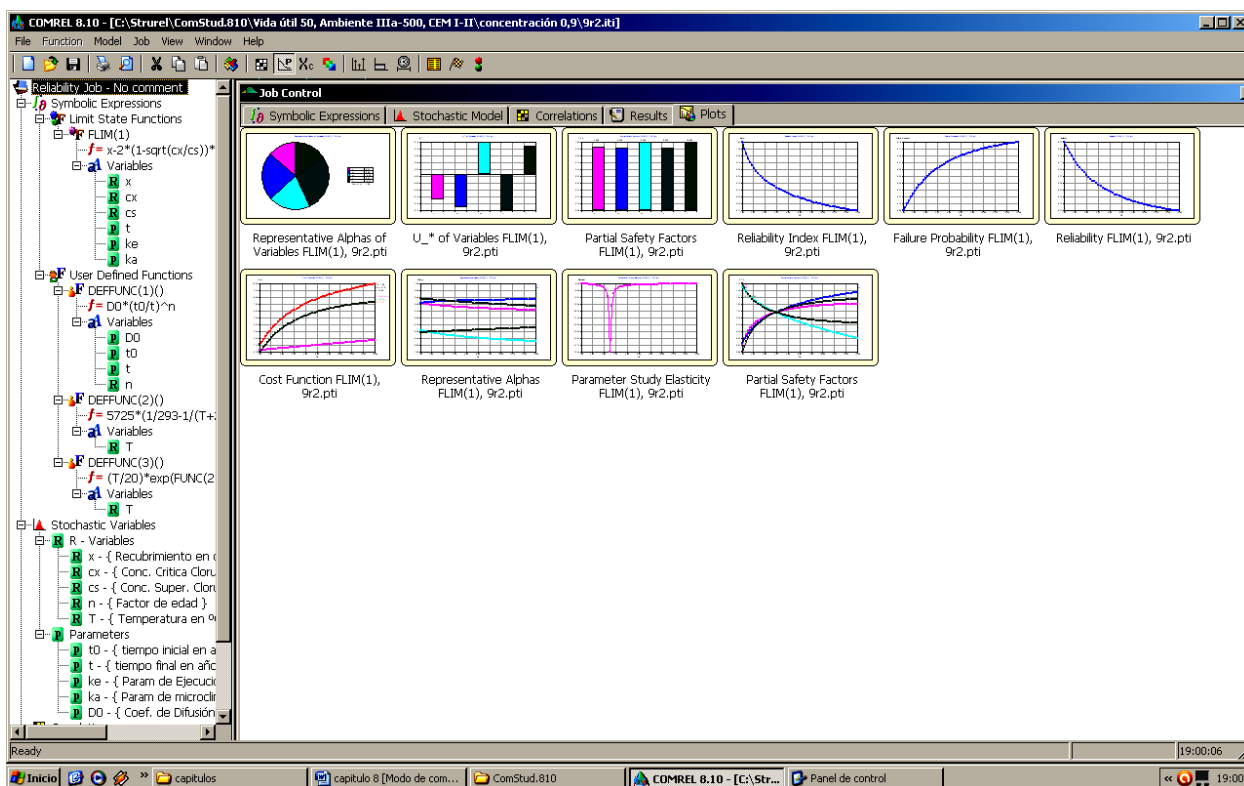


Figura. 8.3. Resultados gráficos generales

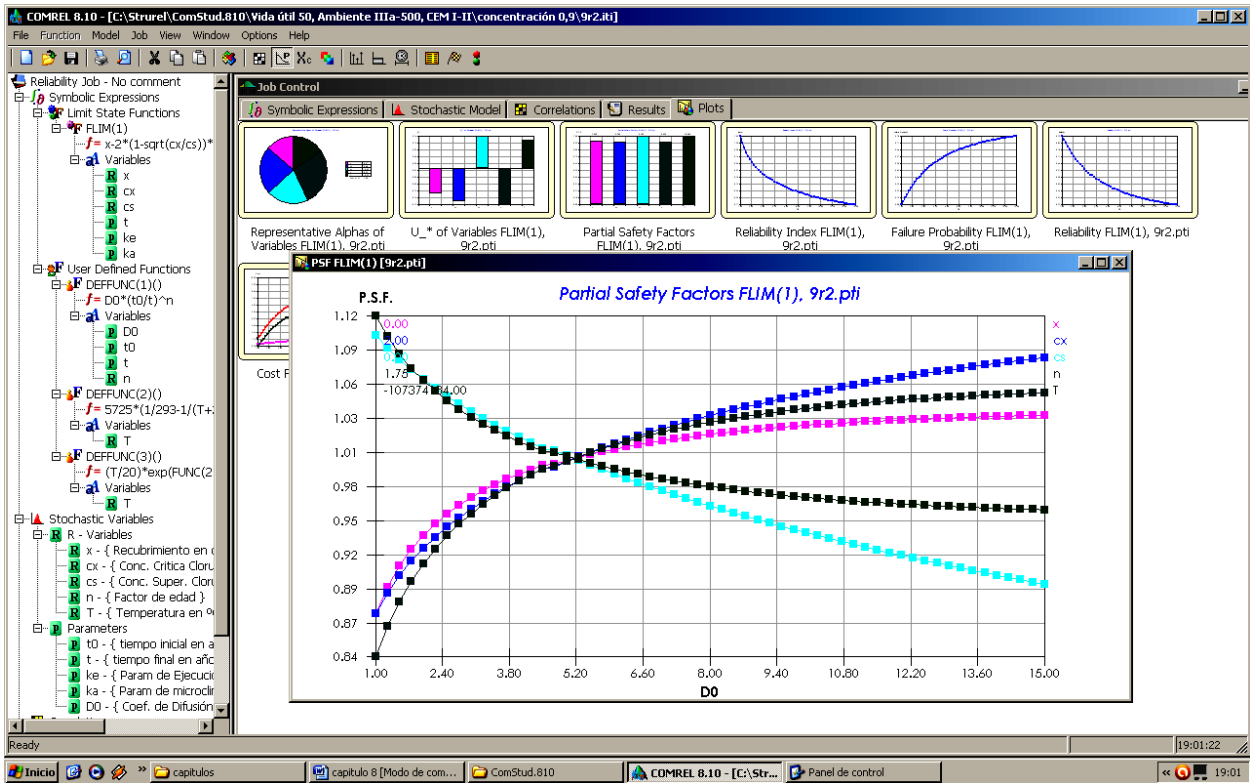


Figura. 8.4. Resultados gráficos. Variación de los coef. parciales de seguridad en función de coef. de difusión.

Los resúmenes de los cálculos aquí presentados están contemplados en el anejo nº 8 de ésta tesis.

### 8.3.- El conjunto de las variables aleatorias utilizadas.

Para la aplicación práctica del modelo, se han tomado un conjunto de variables aleatorias y también, un conjunto de parámetros constantes, dependiendo del peso de cada valor y del grado de incertidumbre asociado. La calibración se hizo analizando ambos conjuntos respecto de criterios bibliográficos, normativos y prácticos, expuestos en los capítulos precedentes de ésta tesis.

En éste sentido se han elegido como variables básicas aleatorias: El recubrimiento; la concentración superficial de cloruros; la concentración crítica de cloruros; el factor de envejecimiento o de edad para el coeficiente de difusión; y la temperatura del ambiente.

El comportamiento de muchas de las variables aleatorias han sido estudiadas y analizadas en los capítulos 7 y 5, con las conclusiones que allí se observaron para cada una, en todo caso, es éste, un extremo en el que se está, internacionalmente, en debate por parte de la comunidad científica, ya que la calibración de éstas variables requiere de procesos muy largos, para poder correlacionar ensayos acelerados que puedan predecir el comportamiento en el tiempo de vida útil.

#### 8.3.1.- El recubrimiento.

Es una variable básica determinante, realmente es el valor a comparar a efectos de despasivación o desempeño. En la literatura especializada se encuentran valores entre 2 y 8 cm. con coeficientes de variación que se mueven en el rango del 5% al 25%.

Es una variable determinada por el diseño y controlada por la ejecución, por lo que su grado de variabilidad se puede hacer depender del nivel de control de la ejecución, en éste sentido se podría proponer tramos de variación para la variabilidad a fin de categorizar los diversos niveles de control de la calidad existente en la ejecución de los elementos de hormigón armado. Se podría proponer la siguiente clasificación de la variabilidad.

<u>Nivel de control</u>	<u>CoV</u>
Bajo	0,40
Medio	0,20
Alto	0,10

Debido a la inexistencia de estudios que definan claramente los límites entre los niveles de control de ejecución del recubrimiento, se pueden adoptar los propuestos por Aranha 1994.

Nivel Bajo: Inexistencia de un plano de distribución de separadores en relación al área o volumen de los elementos estructurales.

Empleo de separadores inadecuados.

Colocación inadecuada del hormigón.

La existencia de un plano de distribución de separadores en forma adecuada y un control riguroso de la colocación del hormigón, proporcionarían el Nivel Alto.

### 8.3.2.- Concentración Superficial de cloruros.

La concentración superficial de cloruros supone realmente la acción solicitante, es dependiente del tipo de condiciones ambientales y básicamente, del tipo de cemento empleado en la fabricación del hormigón.

Respecto a la variabilidad de la variable, se observa poca significación en la probabilidad de fallo, así, en ambiente III a-500, el índice de fiabilidad es de 1,25 para  $CoV= 5\%$  y 0,8 para  $CoV= 30\%$ ; estas diferencias se minimizan cuando cambiamos de ambiente a III c, siendo muy escasa la variación del índice de fiabilidad al variar el  $CoV$  de  $5\%$  a  $30\%$ , y para este ambiente de mayor agresión, vuelve a ser el recubrimiento la variable de mayor significación, conjuntamente con el factor de edad.

Analizando datos de los capítulos 5 y 7, se puede observar dos niveles de coeficiente de variación uno bajo de valor 0,10 para ambientes de mayor agresión tipo III c y otro alto aproximadamente, 0,3-0,4 para ambientes con menor agresión tipo III a-500.

Se han considerado dos niveles de concentración superficial asociados a los ambientes y tipos de cemento.

Ambiente III a-500, CEM I/II ..... 0,8%-0,9%-1%-1,1%-1,3%-1,5% .

Ambiente III c y IV, CEM I/II ..... 2%-2,5%-3%-3,5%-4%.

Ambiente III a-500, CEM III ..... 0,8%-0,9%-1%-1,1%-1,3%-1,5% .

Ambiente III c y IV, CEM III ..... 2%-2,5%-3%-3,5%-4%.

### 8.3.3.- Concentración crítica de cloruros.

Una de las variables básicas significativa en el proceso de la estimación de la vida útil, con un comportamiento muy similar en variabilidad a la variable anterior.

Las concentraciones críticas analizadas se movieron entre 0,4% y 0,8% en peso de cemento,( el anejo 9º, establece 0,6%), quizás estos valores son, en cierta medida, menores que los encontrados en la literatura especializada, que pueden variar entre 0,06% y 0,2% en peso de hormigón. El motivo del rango supuesto, es ceñirse al entorno próximo al valor propuesto por el anejo de EHE-08 y por ser los valores de mayor utilización en las normativas próximas.

El comportamiento de la variable respecto de la probabilidad de fallo es de gran importancia, más en ambientes III a-500 que en III c, En ambiente III a-500, se observa que con  $Ccr= 0,8\%$  el índice de fiabilidad es de 1,75 y con  $Ccr.= 0,4\%$  es de -0,6, con saltos de 0,6, de índice de fiabilidad por cada 0,1% de incremento de concentración crítica, lo que permite cualquier situación de aceptación o rechazo.

En ambiente IIIc, el comportamiento es muy similar, aunque las variaciones en el índice de fiabilidad son menores, del orden de 0,2 por cada 0,1% de incremento de concentración crítica.

La significación como variable en la probabilidad de fallo prácticamente permanece constante en el ambiente IIIa-500, para  $C_{cr} = 0,4\%$  presenta coseno director 0,39, mientras que para  $C_{cr} = 0,8$ , tal significación es 0,33. En ambiente IIIc, los cosenos directores de las variaciones están en el entorno de 0,12. La mayor significación la presenta el recubrimiento.

Respecto de la variación del coeficiente de variación, en ambiente IIIa-500, al aumentar el CoV, la significación es importante, pasando de un coseno director de 0,19, para  $CoV = 5\%$  al 0,76 para  $CoV = 30\%$ , prácticamente a costa de la significación de la concentración superficial, que es la que disminuye su significado. En ambiente IIIc, la significación es menor, en este caso con cosenos directores entre 0,06 y 0,34.

De la observación de los análisis efectuados se deduce, que con el tiempo, el efecto de la concentración crítica de cloruros es de menor importancia. Por lo que un valor medio ponderado para su aplicación sería 0,5% en peso de cemento, sobre todo si pensamos que no se considera la concentración inicial de cloruros.

#### **8.3.4.- Factor de envejecimiento o de edad.**

Inicialmente diría que la influencia de esta variable básica sobre la probabilidad de fallo es muy importante, incluso se podría decir que es el valor más importante, superando al propio recubrimiento o al coeficiente de difusión.

El factor de edad ( $n$ ) sobre el coeficiente de difusión se varió entre 0,4 y 0,6 (en anejo 9° lo estima en 0,5), que se corresponde con un rango de valores intermedios considerados suficientes para comprobar su efecto sobre la probabilidad de fallo. En la literatura especializada los valores extremos encontrados son los límites 0-1.

En ambiente IIIa-500, el aumento de la variable ha significado grandes disminuciones en la probabilidad de fallo, para  $n=0,4$  la  $pf = 58\%$ , y para  $n=0,6$  la  $pf = 7\%$ , es decir, entre el rechazo y la aceptación perfecta. En ambiente IIIc, aún es mayor su influencia, para  $n=0,4$  la  $pf = 77\%$ , (prácticamente un fallo seguro), mientras que para  $n = 0,6$  la  $pf = 6\%$  (perfecta aceptación). Por esta razón la elección de esta variable es determinante sobre el estado límite en su periodo de iniciación.

Además, en ambos ambientes se observa que en edades iniciales, hasta 10 años, aproximadamente, se producen mayores dispersiones en los índices de fiabilidad que en 50 años, en donde la variación del coeficiente de variación de la variable, proyecta menores diferencias en tales índices de fiabilidad, aunque, en cualquier caso, con relativa significación en la probabilidad de fallo.

Es una variable básica con una dependencia clara del tipo de cemento, por esta razón se ha elegido en función básicamente de dos tipos de cemento.

Para CEM I/II ..... n=0,45

Para CEM III ..... n=0,55

Respecto de la variación del coeficiente de variación, la variable es la que mayor variación de sensibilidad presenta, así, en ambiente IIIa-500, para un CoV= 5%, el coseno director es 0,4, mientras que para un CoV= 30%, tal coseno es 0,81. En ambiente IIIc, el comportamiento es parejo, presentando para Cov=5%, un coseno director de 0,34 y de 0,91 para un CoV=30%.

### 8.3.5.- Temperatura.

Dentro de las características ambientales que influyen la penetración de cloruros en el hormigón, la temperatura es una variable básica a considerar, no contemplada por la normativa española. En los procesos químicos en la naturaleza, la temperatura actúa sobre la cinética. Esto explica la razón por la que estructuras localizadas en regiones cálidas presentan mayores deterioros y por tanto menores vidas útiles que otras en regiones frías.

En el capítulo 5, se presentan las formas de influir la temperatura sobre la penetración de cloruros, en concreto se modela a través de la influencia sobre el factor de difusión, y en general, el planteamiento más extendido lo constituye el basado en la formulación de Nernst-Einstein.

En esta tesis, con base en la formulación indicada, se ha utilizado el modelo propuesto por Arrhenius y recogido por el Código Modelo, que modifica el coeficiente de difusión en:

$$k = \exp\left(b_e \left( \frac{1}{T_{REF}} - \frac{1}{T_{REAL}} \right)\right)$$

Donde:

$T_{REF}$  es la temperatura de referencia en K, igual a 293 K=20°C

$T_{REAL}$  es la temperatura del ambiente

$b_e$  es una variable de regresión, de carácter experimental, que tiene en cuenta la energía de activación para la difusión de los cloruros(J/mol) y la constante de los gases ideales.

La consideración efectuada ha sido considerar  $b_e=5725$ , por tanto, la alteración del coeficiente de difusión de cloruros, para una temperatura ambiental el °C será:

$$\frac{T}{20} e^{\left[ 5725 \cdot \left( \frac{1}{293} - \frac{1}{T+273} \right) \right]}$$

Bajo estas condiciones se ha considerado una temperatura media del ambiente marino en las costas gallegas de 18°C, inspirado en la especificación LNEC- E465, por estar caracterizando ambientes atlánticos similares.

### **8.3.6.- Variabilidad conjunta.**

Independiente la variabilidad de cada una de las variables básicas, se ha elegido una variabilidad conjunta para todas las variables, que caractericen el conjunto, al objeto de proporcionar unos valores de proyecto suficientemente amplios para poder, de un modo rápido, aportar los valores de los recubrimientos para una determinada fiabilidad. Se ha considerado una variabilidad de 0,2.

### **8.4.- El conjunto de parámetros.**

Además del conjunto de variables básicas, se han considerado una serie de valores referenciales que aunque no se les otorga carácter de variables aleatorias, tienen influencia en el proceso de la estimación de la vida útil a través de ajustes numéricos, por representar efectos significativos en el proceso. Es lo que hemos llamado parámetros, algunos de carácter constante y otros de carácter variable sobre los que se podría comparar directamente el proceso.

En concreto, se han considerado El tiempo inicial; El tiempo final; El proceso de curado y ejecución; El comportamiento local o microclima; y por último el coeficiente "potencial" de difusión de cloruros.

La consideración del coeficiente "potencial" de difusión de cloruros como parámetro de carácter variable. Es una novedad en la forma de analizar este proceso, realmente es el valor más determinante en el proceso y también el que más controversias ha suscitado a lo largo de la historia y de la geografía.

Se ha intentado, por parte de los investigadores internacionales, establecer la forma o modo de determinar o conocer tal valor, pero su dificultad, es evidente, y se puede observar la falta de entendimiento entre tales investigadores y organismos, a través de las referencias bibliográficas consultadas. Es una propiedad de orden complejo, aunque se puedan plantear leyes físicas de difusión, el hecho es que, se hace necesario verificar ensayos en tiempo real de todo el proceso, lo que convierte al problema en un problema estocástico y holístico.

El planteamiento de asimilación de la variable a otra propiedad (o la misma), a corto plazo, condición necesaria para proyectar un hecho de futuro, hace necesario establecer regresiones entre variables, a veces poco significativas, ésta variable es un ejemplo.

De los empeños de investigadores y organismos, en establecer procedimientos o ensayos, que pudiesen modelizar la penetración de cloruros en el hormigón endurecido, hay muchas referencias bibliográficas, en concreto cada normativa local suele indicar un procedimiento para determinar el coeficiente de difusión de cloruros.

En ésta tesis se ha analizado el documento que nos parece más adecuado, es el proyecto europeo "CHLORTEST", realmente es una guía práctica para orientar sobre los métodos que se pueden emplear para modelar la penetración de cloruros en el hormigón. El responsable es el Dr. Tang Luping de Suecia, y fue publicado en 2006.

El proyecto de investigación estuvo financiado por la Unión Europea y han participado 17 organismos de 10 países europeos.

En su preámbulo indica la dificultad que ésta variable (coeficiente de difusión), presenta para su determinación e intenta conseguir un acuerdo, que hasta la fecha, aun no se ha logrado.

Entre las pruebas que hay referenciadas para la determinación del coeficiente de difusión, seleccionan seis, e intentan llegar a un acuerdo científico sobre cual proponer como método único para los miembros de la Unión. Las pruebas seleccionadas son las siguientes:

- 1.- European method EN 13396, método propuesto por CEN/TC 104/SC 8,
- 2.- Nordtest method NT BUILD 443, ensayo de inmersión.
- 3.- Nordtest method NT BUILD 492, (RMC), ensayo de migración.
- 4.- INSA steady state migration test, migración en estado constante.
- 5.- Multi-regime migration test, cambios de conductividad.
- 6.- Resistivity test, ensayo de resistividad.

La conclusión es la exposición de los resultados de cada una de las pruebas con unas recomendaciones de utilización de cada prueba y un consejo de mayor normalización de tres de las pruebas, destacando de ellas la 3.- Nordtest method NT BUILD 492, (RMC), ensayo de migración.

En consecuencia, en esta tesis, se ha elegido, para la evaluación del coeficiente "potencial" de cloruros, el resultado del ensayo NT BUILD 492, entre muchas razones porque se pueden obtener resultados en horas.

Se adjunta el documento NT BUILD 492, al final del capítulo.

El resto de los parámetros utilizados son:

- El tiempo inicial  $t_0$ , es la edad del hormigón al efectuar el ensayo de determinación del coeficiente potencial de difusión del hormigón indicado anteriormente. Suele tomarse el valor de 28 días (0,0767 años).
- El tiempo final  $t$ , es realmente, el tiempo pretendido de despasivación de las armaduras, coincide con la condición de vida útil de proyecto. En concreto, en la propuesta se ha estudiado, para una vida útil de 50 y 100 años, por ser las edades de mayor requerimiento para las edificaciones.



- El proceso de curado y ejecución se modela a través de un parámetro numérico,  $k_c$ , determinado por regresión experimental y referenciado en la norma LNEC -E-465, con dos niveles de aplicación:
  - Condiciones normalizadas de curado y ejecución,  $k_c = 2,4$
  - Otras condiciones de curado y ejecución,  $k_c = 3,0$

Por último, se plantea un parámetro numérico para tener en cuenta la condición local del elemento estructural respecto del conjunto de la exposición (microclima). La distribución del contenido superficial de cloruros no tiene que ser considerada uniforme en toda la estructura, pudiéndose ponderar la posición, Lindvall (Göteborg, Sweden 2001), DuraCrete (2000b). En el capítulo 5, se referencia esta condición.

Valores de carácter experimental referenciados en LNEC -E-465 y DuraCrete.

Se establecen dos niveles paramétricos.

- Buenas condiciones respecto la exposición  $k_a = 0,4$
- Malas condiciones respecto la exposición  $k_a = 0,7$

### **8.5.- Verificación del estado límite de despasivación o desempeño de armaduras en el hormigón, mediante ábacos de aplicación directa.**

El objeto de éste apartado es la obtención de ábacos o gráficas que permitan, en fase de proyecto o diseño, de una forma sencilla y práctica, la verificación del estado límite de despasivación de las armaduras y por tanto, de la vida útil de los elementos estructurales de hormigón armado sometidos a la acción de los cloruros.

Se pretende, sin necesidad de recurrir a cálculos laboriosos, obtener el recubrimiento mínimo necesario que garantice, con una cierta fiabilidad o probabilidad de fallo, la vida útil de una estructura de hormigón armado.

El requerimiento del método, es la previa determinación mediante un ensayo de las condiciones "potenciales" de difusión del hormigón que se va a utilizar en la ejecución de la estructura. Dicho ensayo lo constituye la norma finlandesa NT BUILD 492, ensayo de migración rápida, en régimen no estacionario, recomendado por una gran parte de la comunidad científica y normativa de nuestro entorno geográfico (se adjunta en anejo). La prueba es relativamente simple y rápida, con una duración, en la mayoría de los casos, de 24 horas.

Los ábacos que se presentan se han confeccionado a partir de una estandarización de las variables básicas y parámetros, indicados anteriormente, para las condiciones más generales de aplicación. Los cálculos probabilísticos están indicados, con cada conjunto estocástico de variables básicas, en el anejo nº 8 de esta tesis.

Los ábacos han sido elaborados para las dos tipologías, de vida útil, más requeridas en edificación, 50 y 100 años; art 5, EHE-08. Así, para cada conjunto de vida útil, se han estudiado distintos conjuntos de acciones de cloruros, asimilables a los ambientes IIIa-500 - IIIc y IV, y para los cementos tipo CEM I/II y CEM III. Las respuestas se obtienen, bien en términos de recubrimientos mínimos para un determinado índice de fiabilidad o probabilidad de fallo o en términos de probabilidad de fallo para un determinado recubrimiento mínimo requerido.

El conjunto de variables básicas que determinan la acción de cloruros sobre la superficie del hormigón, está considerada en un rango suficientemente amplio para caracterizar los ambientes propuestos por la norma española. En concreto, para el ambiente de mayor agresión IIIc y IV, se ha tomado la variable referencial de EHE-08, con un rango de contenido de cemento, en la dosificación, de 275 Kg/m<sup>3</sup> a 500 Kg/m<sup>3</sup> (máximo valor en contenido de cemento, propuesto por la norma, art. 71.3.2) y para el ambiente IIIa-500, el rango elegido, en la dosificación de contenido de cemento, es de 225 Kg/m<sup>3</sup> a 400 Kg/m<sup>3</sup>. Para una dosificación mayor, en éste ambiente, prácticamente, no se consigue la despasivación de la armadura, ya que la concentración superficial de cloruros es equivalente a la concentración crítica.

La aplicación práctica del método podría suponer los siguientes pasos:

1.- Elegir la gráfica correspondiente para la vida útil requerida, tipo de cemento y concentración superficial de cloruros en peso de cemento, en el ejemplo propuesto, sería: Vida útil 50 años, tipo cemento CEM I/II y Cs=0,8%.

2.- Se elige el índice de fiabilidad que se requiere, en este caso la probabilidad de fallo que se requiere es 10%.

3.- Para cada recubrimiento se deberá diseñar una dosificación de hormigón que proporcione el coeficiente potencial de cloruros indicado, por ejemplo.

Recubrimiento: 2 cm.	-----	Coef. difusión potencial < de 1,5.10 <sup>-12</sup> m <sup>2</sup> /s
Recubrimiento: 3 cm.	-----	Coef. difusión potencial < de 3,5.10 <sup>-12</sup> m <sup>2</sup> /s
Recubrimiento: 4 cm.	-----	Coef. difusión potencial < de 6.10 <sup>-12</sup> m <sup>2</sup> /s
Recubrimiento: 5 cm.	-----	Coef. difusión potencial < de 9,5.10 <sup>-12</sup> m <sup>2</sup> /s
Recubrimiento: 6 cm.	-----	Coef. difusión potencial < de 13,5.10 <sup>-12</sup> m <sup>2</sup> /s

4.- El coeficiente de difusión potencial se obtiene, para la dosificación estudiada, del resultado del ensayo **NT BUILD 492**

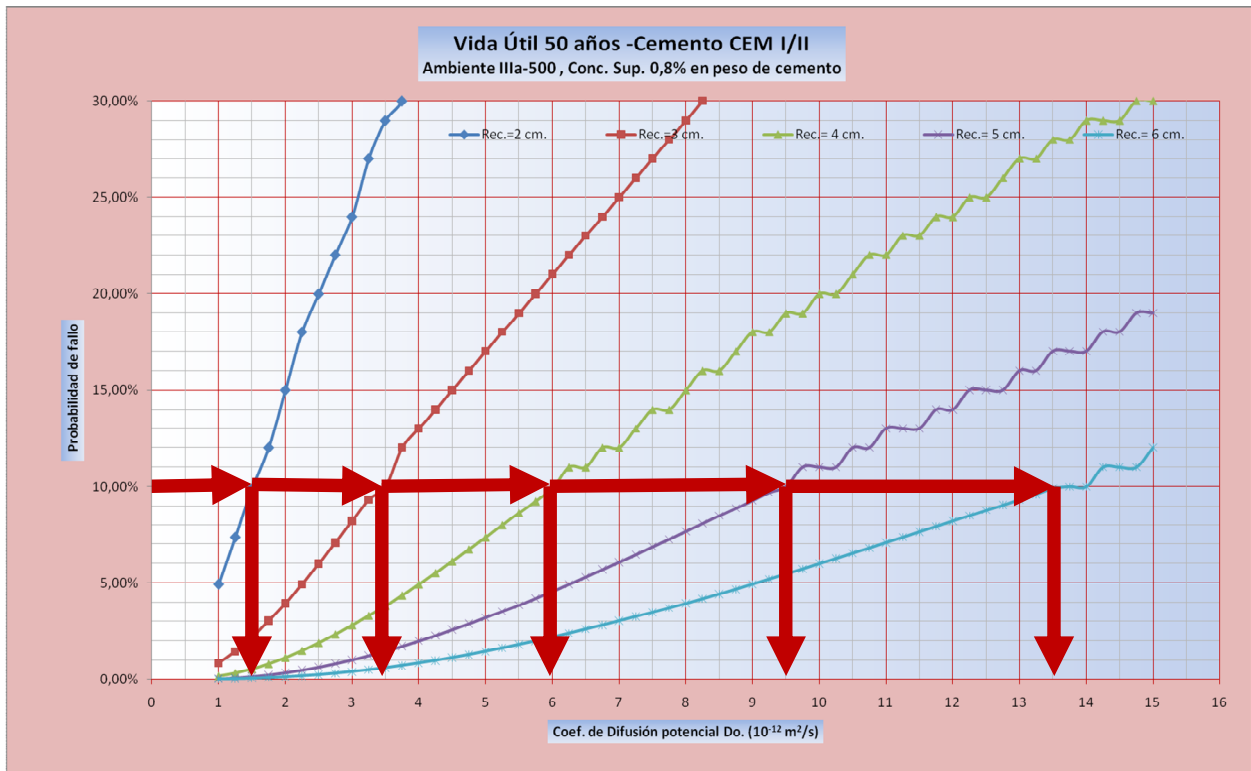


Figura. 8.5. Valor mínimo del  $D_0$ , para una probabilidad de fallo del 10%

Otra forma de utilización de los gráficos puede ser:

1.- Para una dosificación determinada, efectuar el ensayo previo de difusión potencial de cloruros, **NT BUILD 492**, obteniéndose un valor  $D_0$ , con el que, en el gráfico correspondiente podemos determinar la probabilidad de fallo o el índice de fiabilidad asociada a cada recubrimiento. Por ejemplo para un valor  $D_0 = 6 \cdot 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$ , se obtienen las siguientes probabilidades de fallo en función de los recubrimientos.

Recubrimiento: 6 cm.	-----	Probabilidad de fallo 2,5 %
Recubrimiento: 5 cm.	-----	Probabilidad de fallo 4,5 %
Recubrimiento: 4 cm.	-----	Probabilidad de fallo 10 %
Recubrimiento: 3 cm.	-----	Probabilidad de fallo 21 %

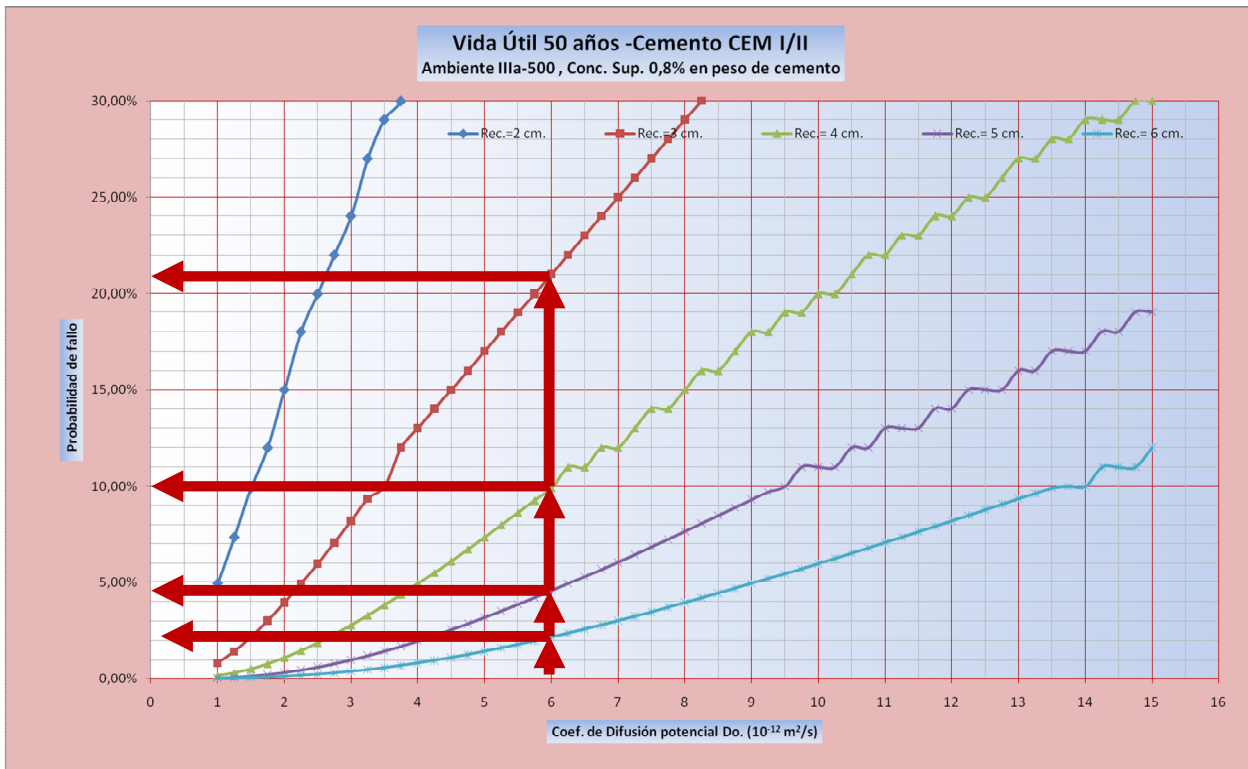


Figura. 8.6. Probabilidades de fallo para un coef. potencial de cloruros de  $6 \cdot 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$

8.6.- Ábacos para la verificación del estado límite de despasivación.

**Vida útil 50 años.**  
**Ambiente IIIa-500**  
**CEM I/II**



**Vida útil 50 años.  
Ambiente IIIa-500  
CEM III**





**Vida útil 50 años.**  
**Ambiente IIIc**  
**CEM I/II**



**Vida útil 50 años.**  
**Ambiente IIIc**  
**CEM III**



**Vida útil 100 años.  
Ambiente IIIa-500  
CEM I/II**



**Vida útil 100 años.  
Ambiente IIIa-500  
CEM III**





**Vida útil 100 años.  
Ambiente IIIc  
CEM I/II**



**Vida útil 100 años.  
Ambiente IIIc  
CEM III**



# **CAPITULO.- 9**

## **CONCLUSIONES Y PROPUESTAS.**



---

A través de los estudios e investigaciones efectuados en la presenta tesis se pueden hacer las siguientes consideraciones a modo de resumen de conclusiones.

### **1.- Con carácter general.**

Del análisis bibliográfico se desprende que la 2ª ley de Fick modeliza de forma adecuada, la etapa de iniciación como estado límite de penetración de cloruros en el hormigón endurecido. De todas formas, se observa que las normativas de los países próximos y las comisiones técnicas internacionales, hasta ahora, no han sido capaces de aconsejar un modelo de consenso que vaya más allá de la formulación de Fick. Lo mismo se puede decir de las variables básicas intervinientes en el proceso, como la concentración superficial de cloruros, el coeficiente de difusión o la concentración crítica de cloruros. Incluso se observa la dificultad de las comisiones internacionales para aconsejar el tipo de pruebas más adecuadas para la estimación de dichas variables. Esto es un índice de la complejidad del problema. Sin embargo, existe una gran sensibilidad en la comunidad científica por estos temas que tienen que ver, tanto con la vida útil, como con la metodología probabilista para su estimación. Las normativas más avanzadas, plantean propuestas probabilistas o semiprobabilistas para la estimación del tiempo de despasivación de las armaduras en estructuras de hormigón armado y pretensado sometidas a la acción de los cloruros, como condición de vida útil.

### **2.- Respecto del modelo planteado por la normativa española, para la verificación semiprobabilista de la despasivación de las armaduras en elementos estructurales de hormigón, sometidos a la acción de cloruros.**

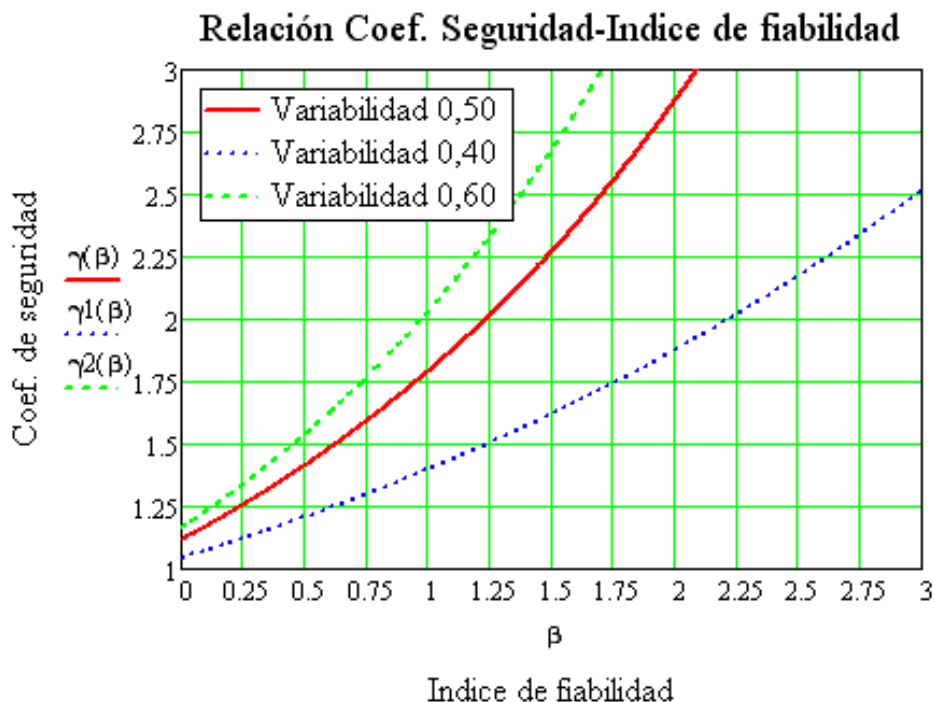
En general, se ha de acoger con agrado, pues supone la incorporación a los procedimientos internacionales más actuales, con una significación cualitativa y cuantitativa respecto de los métodos tradicionales o estándares, fundamentados en recomendaciones de carácter prescriptivos.

En concreto, en esta tesis se ha verificado de una forma práctica que la simplificación parabólica, propuesta por la normativa, respecto de la función error en Fick, presenta un ajuste adecuado a las condiciones de las variables propuestas en el ámbito del problema.

De los estudios y análisis realizados se puede concluir:

2.1.- Respecto el coeficiente de seguridad propuesto en el anejo 9º, de EHE-08, mediante el que se introduce el carácter semiprobabilista, es claramente escaso para garantizar la vida útil de los elementos estructurales sometidos a la acción de cloruros, en edificaciones.

Desde un planteamiento simplificado, no se debería aceptar un coeficiente de seguridad menor de 1,55, que se corresponde, aproximadamente, con un índice de fiabilidad  $\beta = 1,3$  y coeficiente de variación del 30%.



Relaciones entre los índices de fiabilidad y los coeficientes de seguridad

Un valor de coeficiente de seguridad de 1,1, prácticamente no proporciona fiabilidad al proceso o para tener un índice fiabilidad de  $\beta=1,3$ , la variabilidad estaría en aproximadamente,  $Cov= 0,07$ , lo que, claramente es un valor demasiado bajo.

Desde el punto de vista práctico, se han determinado los recubrimientos mínimos para cada tipo de cemento, ambiente, en función del contenido de cemento y relación a/c, para las edades 50 y 55 años. Se resumen, en las siguientes tablas, los ambientes IIIa-500 y IIIc y IV, por ser los de mayor interés para la edificación.

50 años		
	Ambiente IIIa- 500m	Ambiente IIIc-IV
CEM I	1.1 a 3 cm.	4.4 a 7.3 cm.
CEM II/AV	0.9 a 2.3 cm.	3.5 a 5.4 cm.
CEM III	0.4 a 1.2 cm.	1.7 a 2.8 cm.

55 años		
	Ambiente IIIa- 500m	Ambiente IIIc-IV
CEM I	1.1 a 3.1 cm.	4.5 a 7.5 cm.
CEM II/AV	0.9 a 2.3 cm.	3.6 a 5.6 cm.
CEM III	0.4 a 1.2 cm.	1.8 a 2.9 cm.



Como se puede observar, las diferencias en los recubrimientos de 50 a 55 años, son mínimas y no pueden representar la seguridad frente a las incertidumbres que presenta el proceso.

Como resumen de los cálculos efectuados en los anejos 2, 3, 4, se presenta el siguiente cuadro donde se observa la gran incertidumbre a la que puede conducir la aplicación indiscriminada de tales cálculos.

<b>Análisis Semiprobabilista - Vida útil 50 años</b>				
<b>Tipo de Ambiente III a-500 - Condiciones Extremas</b>				
<b>Tipo de Cemento</b>	<b>Condiciones de Dosificación</b>	<b>Recubrimiento mínimo estimado (mm.)</b>	<b>Recubrimiento mínimo s/ art.37 (mm.)</b>	<b>Tiempo necesario hasta la despasivación (años)</b>
CEM I	Óptimas	11	45	13500
	Pésimas	31	45	240
CEM II/A-V	Óptimas	9	45	32000
	Pésimas	23	45	780
CEM III	Óptimas	4,5	25	51000
	Pésimas	12	25	980

Dosificación Óptima. Relación a/c=0,40 y cantidad de cemento= 400 kg/m<sup>3</sup>

Dosificación Pésima. Relación a/c=0,55 y cantidad de cemento= 300 kg/m<sup>3</sup>

Desde un planteamiento probabilista del problema, sobre los cálculos relacionados en el anejo 5 de ésta tesis se puede considerar:

1.- Para los valores resultantes de los recubrimientos obtenidos con arreglo al anejo 9 y para 55 años, aceptando una probabilidad de fallo del orden del 12%, aproximadamente  $b=1.1$ , la variabilidad de las variables básicas queda reducida, aproximadamente a un 1%, en el caso de ambiente III c y aproximadamente a 0.6% en ambiente III a-500, valores con una clara correspondencia ( $CoV=0,65\%$ ) con el obtenido, de un modo simplificado y teórico, anteriormente expuesto.

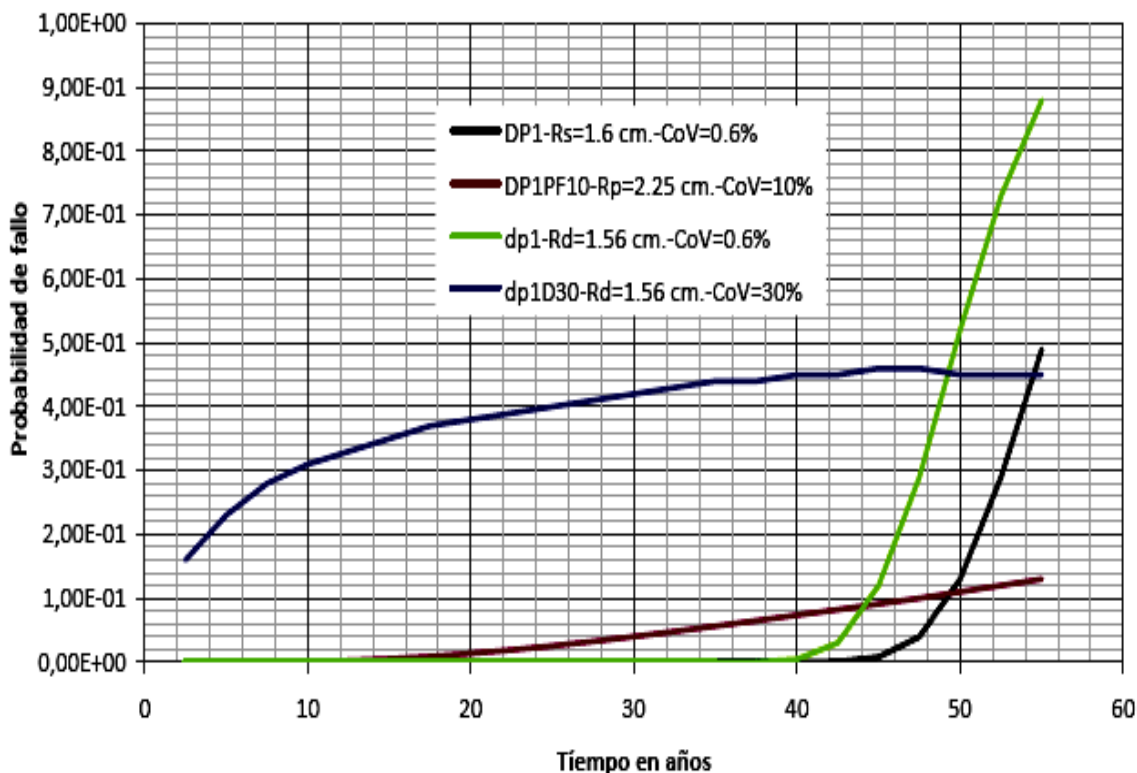
2.- Para conseguir probabilidades de fallo en el entorno del 10%, con  $CoV$  de todas las variables del 10%, los recubrimientos obtenidos en el modelo determinista a 50 años deberían multiplicarse por 1,5 para ambiente III a-500 y por 1,3 en ambiente III c.

En la siguiente figura, se representa un resumen de los análisis efectuados en el anejo 5, donde se observa que para un recubrimiento semiprobabilista ( $R_s=1,6$  cm., a 55 años), para obtener una probabilidad de fallo del orden del 10% a 50 años, el  $CoV$  de las variables básicas debe ser del orden de 0,6%.

Para el valor determinista ( $R_d=1,56$  cm., a 50 años), se puede observar como la probabilidad de fallo se sitúa en el 50%, para misma variabilidad y en este caso, casi no tiene incidencia la variabilidad, con un  $CoV$  de 30% prácticamente, en 50 años, la probabilidad de fallo sigue siendo el 50% (incluso algo menos, debido a la alta incertidumbre).

Para mantener una probabilidad de fallo del 10% y un CoV del 10%, el recubrimiento estimado probabilista seria de  $R_p = 2,25$  cm. Por lo que  $R_p / R_d = 1,44$ .

### Ambiente IIIa-CEM I-Cc=350 kg/m<sup>3</sup>- a/c=0.4-t=50 años



Probabilidades de fallo para recubrimientos semiprobabilísticos y deterministas.

De forma análoga se ha analizado, dentro de cada ambiente y para cada tipo de cemento, estas razones, presentando el siguiente resultado:

Ambiente III a-500.	CEM I,	Coef.= 1,44
Ambiente III a-500.	CEM II/A-V,	Coef.= 1,53
Ambiente III a-500.	CEM III,	Coef.= 1,50
Ambiente III c	CEM I,	Coef.= 1,30
Ambiente III c	CEM II/A-V,	Coef.= 1,33
Ambiente III c	CEM III,	Coef.= 1,30

2.2.- Respecto del contenido inicial de cloruros: El contenido inicial de cloruros, aportados por los materiales a la masa de hormigón, es un parámetro de carácter constante y uniforme en la masa del hormigón, lo que le da una incidencia variable en el cálculo de los recubrimientos. En principio es un valor sobre el que es posible actuar desde el diseño del material. La norma española establece su contenido máximo en un valor de 0,4% en peso de cemento, para el hormigón armado y en un 0,2% para el hormigón pretensado.

Hemos realizado cálculos con la máxima cantidad posible de cloruros para conocer el comportamiento en la vida útil del elemento estructural. En principio, sería lógico pensar, que si se va a construir una estructura en un ambiente de exposición a los cloruros, el diseño de la masa de hormigón debería contemplar una dosificación con un contenido mínimo de cloruros, por lo que este parámetro debería estar controlado en el proceso de diseño del material.

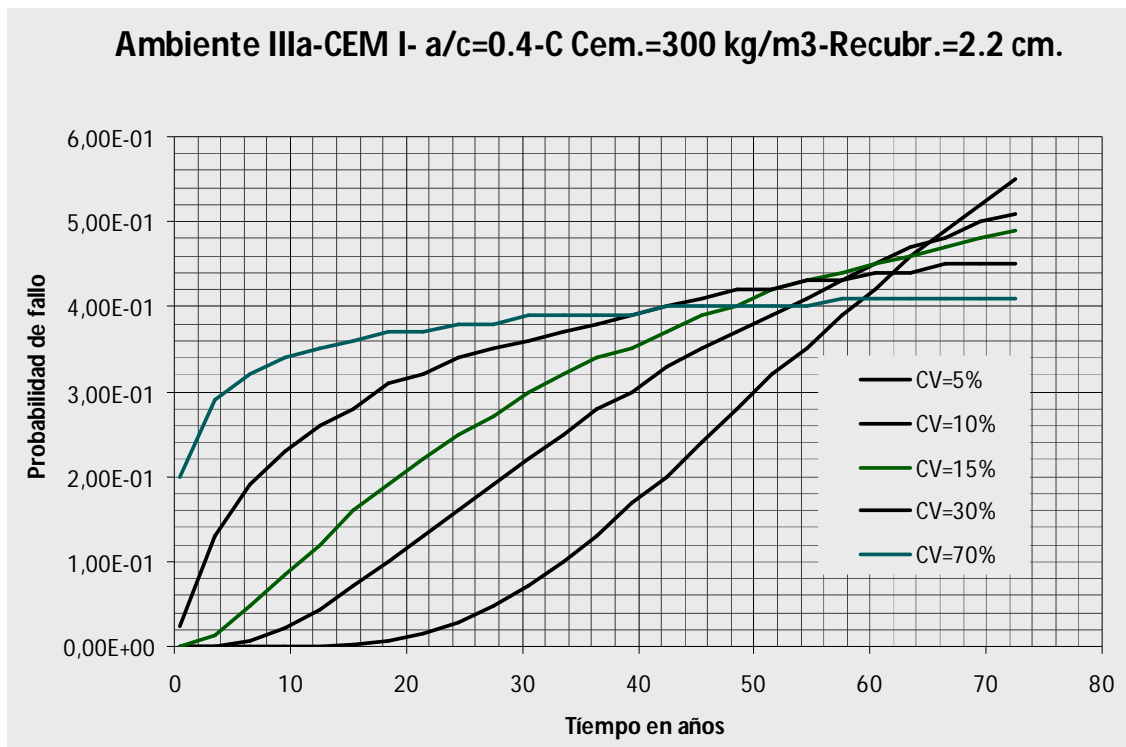
Los resultados de dichos cálculos indican que para la situación pésima, la de ambiente con mayor concentración superficial de cloruros, ambiente IIIc y IV, y para un contenido máximo de cloruros del 0,4% en peso de cemento, la variación del recubrimiento es del orden del 25% al 30% más que si no existiese contenido de cloruros iniciales. Además si se disminuye el contenido inicial de cloruros a la mitad del máximo permitido, la reducción de los valores anteriores cae en el entorno del 80-90%.

La conclusión se hace evidente, acorde con la literatura especializada, que en el caso de situación de agresión importante por cloruros, la concentración inicial se debe limitar por diseño del material y puede ser despreciada para el cálculo del tiempo de despasivación de la armadura.

2.3.- Respecto la influencia de la variabilidad conjunta de las variables básicas sobre la probabilidad de fallo en un ambiente determinado: Se estudia el comportamiento de la probabilidad de fallo cuando la variabilidad de todas las variables básicas presentan CoV entre el 5% y el 70%, variabilidades que podríamos considerar extremas. Los cálculos justificativos se recogen en el anejo 6, y los resultados se resumen:

2.3.1.- En la figura siguiente, se representan las probabilidades de fallo, para las distintas variabilidades de las variables básicas en relación con el tiempo y para un recubrimiento de 2,2 cm.

Se puede observar que en el entorno de los 60 años todos los cálculos con distintas variabilidades proporcionan una probabilidad de fallo en el entorno de 40%-45%, próximo al valor determinista y por tanto poco aclaratorio respecto a las dispersiones significativas de la variabilidad.



Probabilidad de fallo para distintos coeficientes de variación y r=2,2 cm.

En 50 años el conjunto de probabilidades de fallo varía entre el 30 % para variabilidades del 5% y 42% para variabilidades del 30%, es curioso comprobar que con incertidumbre de las variables del 70% la probabilidad de fallo a 50 años se sitúa en 40%, menor valor que con variabilidad 30%, esto es debido a que el recubrimiento de 2,2 es algo superior al determinista (2,05).

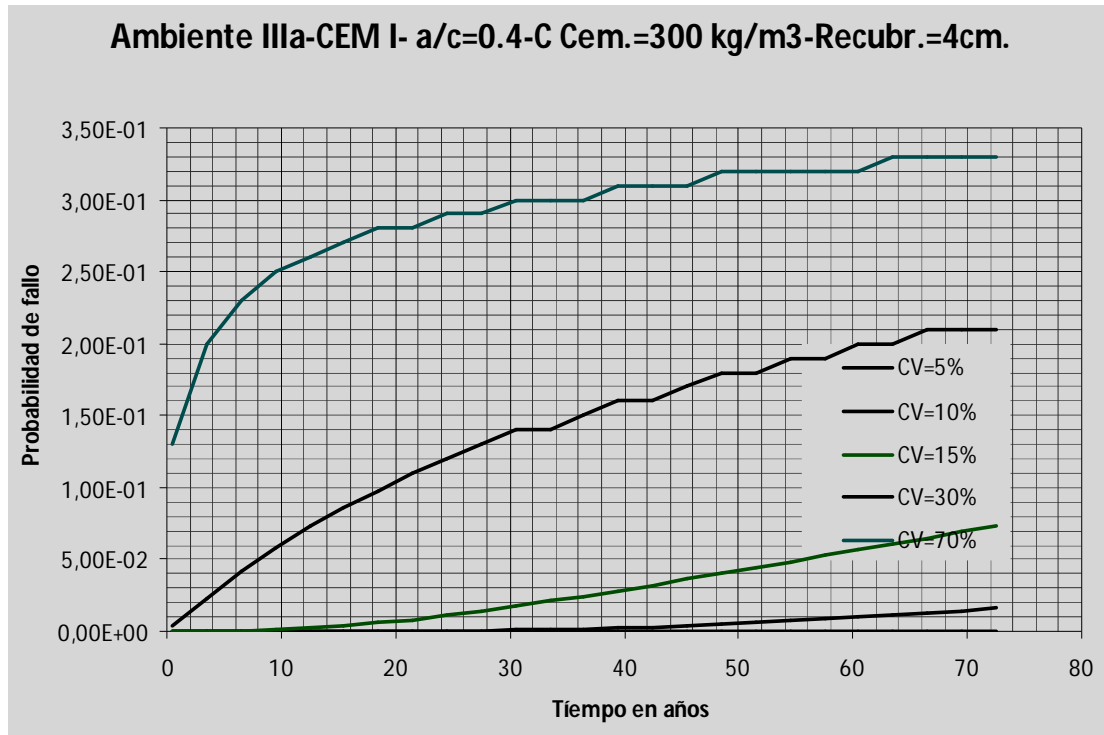
Si aceptamos como valor adecuado para este estado límite una probabilidad de fallo del 10%, los valores de despasivación en función de la variabilidad del conjunto de las variables básicas sería:

- para CoV= 30% ----- 3 años
- CoV= 15% -----11 años
- CoV= 10% -----18 años
- CoV=5% -----34 años

Valores todos por debajo del requerimiento, por lo que tal recubrimiento no proporciona suficiente fiabilidad.

En la figura siguiente, se representan, ahora, las probabilidades de fallo, para las distintas variabilidades de las variables básicas en relación con el tiempo y para un recubrimiento de 4 cm.

En estos casos al ser el recubrimiento superior al valor determinista (2.05 cm.), las probabilidades de fallo disminuyen de forma muy significativa, solamente variabilidades conjuntas muy altas proporcionan probabilidades de fallo altas a 50 años.



Probabilidad de fallo para distintos coeficientes de variación y  $r=4$  cm.

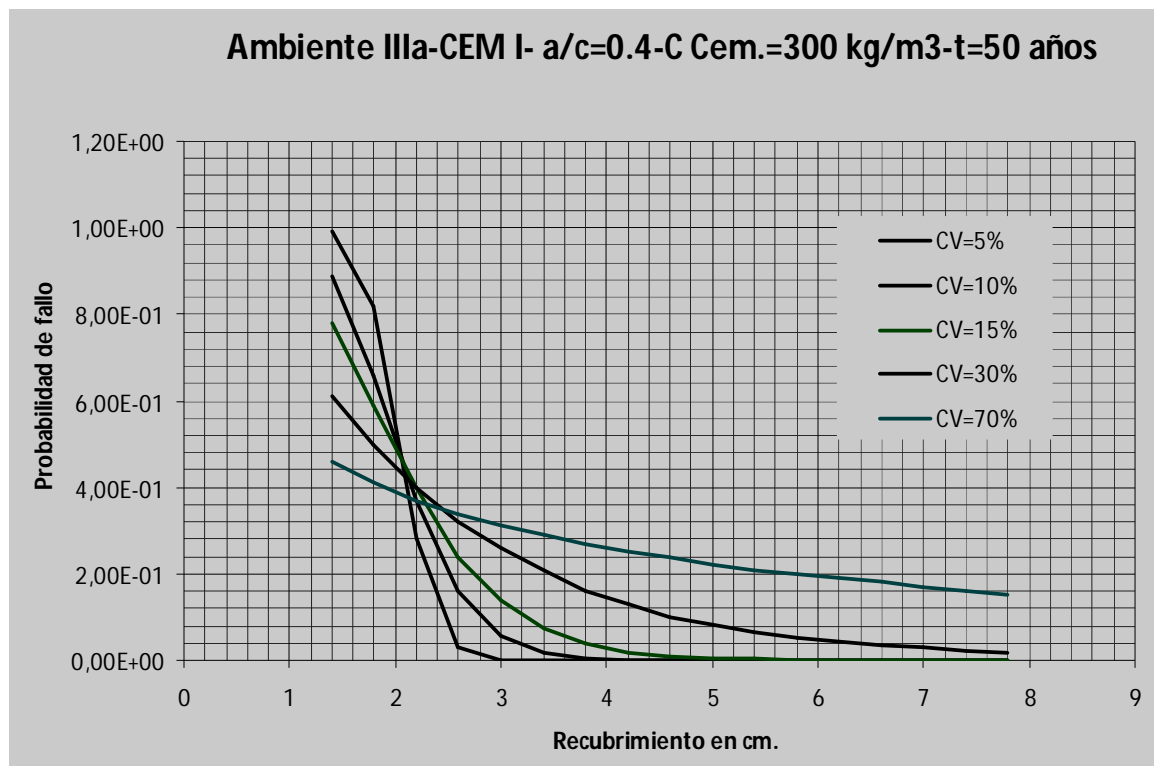
Si aceptamos, al igual que en el gráfico anterior, como valor adecuado para este estado límite una probabilidad de fallo del 10%, los valores de despasivación en función de la variabilidad del conjunto de las variables básicas sería ahora:

para CoV= 30% ----- 20 años  
 CoV= 15% ----- >50 años  
 CoV= 10% ----- >50 años  
 CoV=5% ----- >50 años

Parece que variabilidades superiores al 30% proporcionarían resultados con una alta incertidumbre lo que restringiría de manera importante la eficacia de estas metodologías.

2.3.2.- En la figura siguiente, se representan las relaciones de las probabilidades de fallo respecto del recubrimiento, para cada variabilidad de las variables básicas.

Un recubrimiento entre 2,1 y 2,2 cm. proporciona una probabilidad de fallo del 40%, para cualquier variabilidad de las variables básicas, esto supone, como ya indique anteriormente, que estos valores de recubrimiento están muy cerca del valor determinista, calculado en otra parte de esta tesis y que es 2,05 cm, para el cual, la probabilidad de fallo será 50%, y no importaría la variabilidad de las variables básicas como se puede observar en la figura 7.3.3 de esta tesis.



Probabilidad de fallo para distintos coeficientes de variación respecto del recubrimiento

Si aceptamos como probabilidad razonable de fallo el 10%, se tendrían los siguientes resultados de recubrimientos para las distintas variabilidades.

- CoV= 5%- Recubrimiento= 2,5 cm.
- CoV= 10%- Recubrimiento= 2,8 cm.
- CoV= 15%- Recubrimiento= 3,3 cm.
- CoV= 30%- Recubrimiento= 4,6 cm.
- CoV= 70%- Recubrimiento= > 8 cm.

A la vista de los análisis efectuados y de los resultados hasta aquí obtenidos, parece prudente ajustar los valores de la variabilidad de las variables básicas a valores no superiores al 30%, variabilidades superiores en todas las variables harían poco eficaz esta metodología.

2.3.3.- Dentro de cada conjunto de cálculo, se puede observar, que la significación de las variables básicas, **no cambian con la variabilidad** (ver cosenos anejo 6). Así se determina, que para el conjunto de cálculos en los que el recubrimiento se ha establecido en 2,2 cm, (valor próximo al determinista), los cosenos directores de los vectores de las variables básicas, para cualquier variabilidad representan una significación de:

- recubrimiento = 0,36
- factor de edad = 0,58
- Coef. difusión = 0,18
- conc. Superficial = 0,50
- conc. Crítica = 0,51

Obsérvese que la variable básica que presenta mayor significación es el **factor de edad del coeficiente de difusión**.

En el caso del conjunto de cálculos para un recubrimiento de 4 cm., las significaciones serían:

recubrimiento	= 0,45
factor de edad	= 0,64
Coef. difusión	= 0,19
conc. Superficial	= 0,37
conc. Crítica	= 0,46

De nuevo es el **factor de edad**, la variable básica con mayor significación, aumentando con la disminución de la probabilidad de fallo que se produce al aumentar el recubrimiento. Obsérvese como la concentración superficial baja su significación a favor del recubrimiento.

Para el conjunto de cálculos, tomando el recubrimiento como parámetro variable a 50 años, los resultados de las significaciones se aproximan bastante bien con los resultados obtenidos para recubrimiento de 2,2 cm, valor determinista utilizado.

Tampoco, dentro del conjunto de cálculos, y para variabilidades hasta el 30%, se observan variaciones significativas en los coeficientes parciales de seguridad (ver cosenos anejo 6). Este hecho es más notorio cuanto mayor es el recubrimiento respecto de su valor determinista, es decir, en el conjunto de cálculo con recubrimiento 4 cm, apenas se aprecian diferencias en tales coeficientes para variabilidades de las variables básicas entre el 5% y el 30%.

#### 2.4.- Respecto la influencia de cada parámetro y su variabilidad.

##### 2.4.1.- Coeficiente de difusión.

Se ha estudiado la variación de valores del anejo 9º, entre  $1,4 \times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$  a  $19,7 \times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$ , valores que se pueden considerar extremos para tal variable básica.

En los tres tipos de cementos, CEM I, CEM II/A-V y CEM III, un aumento del coeficiente de difusión, supone una disminución en la sensibilidad de la variable en la probabilidad de fallo y un aumento en tal probabilidad de fallo (ver cosenos directores en los estudios realizados).

Para cada tipo de cemento, el cambio de ambiente IIIa-500 a IIIc, supone un aumento, respecto de la probabilidad de fallo de la sensibilidad de las variables: recubrimiento y factor de edad y una disminución de las variables concentración superficial y concentración crítica.

Las observaciones efectuadas en el análisis determinista se mantienen para cada tipo de cemento en el tiempo, así:

---

Para cemento CEM I , relativa poca significación entre las relaciones a/c 0,40 y 0,45  
Para cemento CEM II /A-V, se mantiene la proporcionalidad respecto las relaciones a/c.  
Para cemento CEM III , menor significación entre las relaciones 0,5 y 0,55

Respecto la variabilidad de los coeficientes de difusión, para los distintos ambientes, se observa muy escasa significación respecto la probabilidad de fallo, sobre todo en el ambiente IIIa-500.

#### 2.4.2.- Concentración superficial de cloruros.

Se analizó una variación de la concentración superficial de cloruros entre 0,80 % y 3,83% en peso de cemento, con coeficientes de variación medio del 18%, valores que pueden ser considerados bajos.

De los estudios realizados, se puede ver que, aunque es una variable básica importante, no es tan influyente, en la probabilidad de fallo, como el anterior coeficiente de difusión.

Con el aumento de la variable (cambio de ambiente de IIIa-500 a IIIc), la variable que cobra más significación, en la probabilidad de fallo, es el recubrimiento.

Se puede observar que el aumento de la variable provoca una disminución de su sensibilidad en la probabilidad de fallo. En función del ambiente, se observa, un comportamiento más o menos disperso respecto de la probabilidad de fallo, así, para el ambiente IIIa-500, hay diferencias, aproximadas de 0,5, en el índice de fiabilidad, según cantidad de cemento, mientras que en ambiente IIIc, este valor disminuye a 0,2, para los mismos contenidos de cemento.

Respecto a la variabilidad de la variable, se observa poca significación en la probabilidad de fallo, así, en ambiente IIIa-500, el índice de fiabilidad es de 1,25 para  $CoV= 5\%$  y 0,8 para  $CoV= 30\%$ ; estas diferencias se minimizan cuando cambiamos de ambiente a IIIc, siendo muy escasa la variación del índice de fiabilidad al variar el  $CoV$  de 5% a 30% , y para este ambiente de mayor agresión, vuelve a ser el recubrimiento la variable de mayor significación , conjuntamente con el factor de edad.

#### 2.4.3.- Concentración crítica de cloruros.

Las concentraciones críticas analizadas se movieron entre 0,4% y 0,8% en peso de cemento, (el anejo 9º, establece 0,6%), quizás estos valores son, en cierta medida, menores que los encontrados en la literatura especializada, que pueden variar entre 0,06% y 0,2% en peso de hormigón. El motivo del rango supuesto, es ceñirse al entorno próximo al valor propuesto por el anejo de EHE-08 y por ser los valores de mayor utilización en las normativas próximas.

El comportamiento de la variable respecto de la probabilidad de fallo es de gran importancia, más en ambientes IIIa-500 que en IIIc, En ambiente IIIa-500, se observa que con  $Ccr= 0,8\%$ , el índice de fiabilidad es de 1,75 y con  $Ccr.= 0,4\%$  es de -0,6, con saltos de 0,6, de índice de fiabilidad por cada 0,1% de incremento de concentración crítica, lo que permite cualquier situación de aceptación o rechazo.



En ambiente IIIc, el comportamiento es muy similar, aunque las variaciones en el índice de fiabilidad son menores, del orden de 0,2 por cada 0,1% de incremento de concentración crítica.

La significación como variable en la probabilidad de fallo, prácticamente permanece constante en el ambiente IIIa-500, para  $C_{cr} = 0,4\%$  presenta coseno director 0,39, mientras que para  $C_{cr} = 0,8$ , tal significación es 0,33. En ambiente IIIc, los cosenos directores de las variaciones están en el entorno de 0,12. La mayor significación la presenta el recubrimiento.

Respecto de la variación del coeficiente de variación, en ambiente IIIa-500, al aumentar el CoV, la significación es importante, pasando de un coseno director de 0,19, para  $CoV = 5\%$  al 0,76 para  $CoV = 30\%$ , prácticamente a costa de la significación de la concentración superficial, que es la que disminuye su significado. En ambiente IIIc, la significación es menor, en este caso con cosenos directores entre 0,06 y 0,34.

Se debería entender, por observación de los gráficos, que con el tiempo el efecto de la concentración crítica de cloruros es de menor importancia.

#### 2.4.4.- Factor de edad (n), sobre el coeficiente de difusión.

El factor de edad (n) sobre el coeficiente de difusión se varió entre 0,4 y 0,6 (en anejo 9º lo estima en 0,5), que se corresponde con un rango de valores intermedios considerados suficientes para comprobar su efecto sobre la probabilidad de fallo; en la literatura especializada los valores extremos encontrados son los límites 0-1

Como conclusión inicial diría que la influencia de esta variable básica sobre la probabilidad de fallo es muy importante, incluso se podría decir que es el valor más importante, superando al propio recubrimiento o al coeficiente de difusión.

En ambiente IIIa-500, el aumento de la variable ha significado grandes disminuciones en la probabilidad de fallo, para  $n=0,4$  la  $pf = 58\%$ , y para  $n=0,6$  la  $pf = 7\%$ , es decir, entre el rechazo y la aceptación perfecta. En ambiente IIIc, aún es mayor su influencia, para  $n=0,4$  la  $pf = 77\%$ , (prácticamente un fallo seguro), mientras que para  $n = 0,6$  la  $pf = 6\%$  (perfecta aceptación). Por esta razón la elección de esta variable es determinante sobre el estado límite en su periodo de iniciación.

Respecto de la variación del coeficiente de variación, la variable es la que mayor variación de sensibilidad presenta, así, en ambiente IIIa-500, para un  $CoV = 5\%$ , el coseno director es 0,4, mientras que para un  $CoV = 30\%$ , tal coseno es 0,81. En ambiente IIIc, el comportamiento es parejo, presentando para  $CoV = 5\%$ , un coseno director de 0,34 y de 0,91 para un  $CoV = 30\%$ .

Además, en ambos ambientes se observa que en edades iniciales, hasta 10 años, aproximadamente, se producen mayores dispersiones en los índices de fiabilidad que en 50 años, en donde la variación del coeficiente de variación de la variable, proyecta menores

diferencias en tales índices de fiabilidad, aunque , en cualquier caso, con relativa significación en la probabilidad de fallo.

Por los análisis efectuados, se puede concluir, que constituye la variable básica que requiere mayor grado de conocimiento, tanto como variable, como su coeficiente de variación; sobre todo a cortas edades.

A modo de resumen cualitativo, se puede proponer el siguiente cuadro resumen, en el que se indica la influencia de cada variable básica a través de sus valores paramétricos estadísticos, media y desviación estándar.

<b>Efecto del aumento de la variable y su desviación sobre la probabilidad de fallo</b>		
<b>Variable</b>	<b>El aumento del valor medio supone</b>	<b>El aumento de la desviación supone</b>
Factor de edad (n)	Disminución en gran medida de la Pf.	Significativo efecto negativo
Coefficiente de difusión	Aumento de forma importante de la Pf.	Escaso efecto
Concentración superficial de cloruros	Aumento de la Pf.	Ligero efecto negativo
Concentración crítica de cloruros	Disminuye la Pf.	Escaso efecto
Recubrimiento	Disminuye de forma importante la Pf.	Ligero efecto negativo

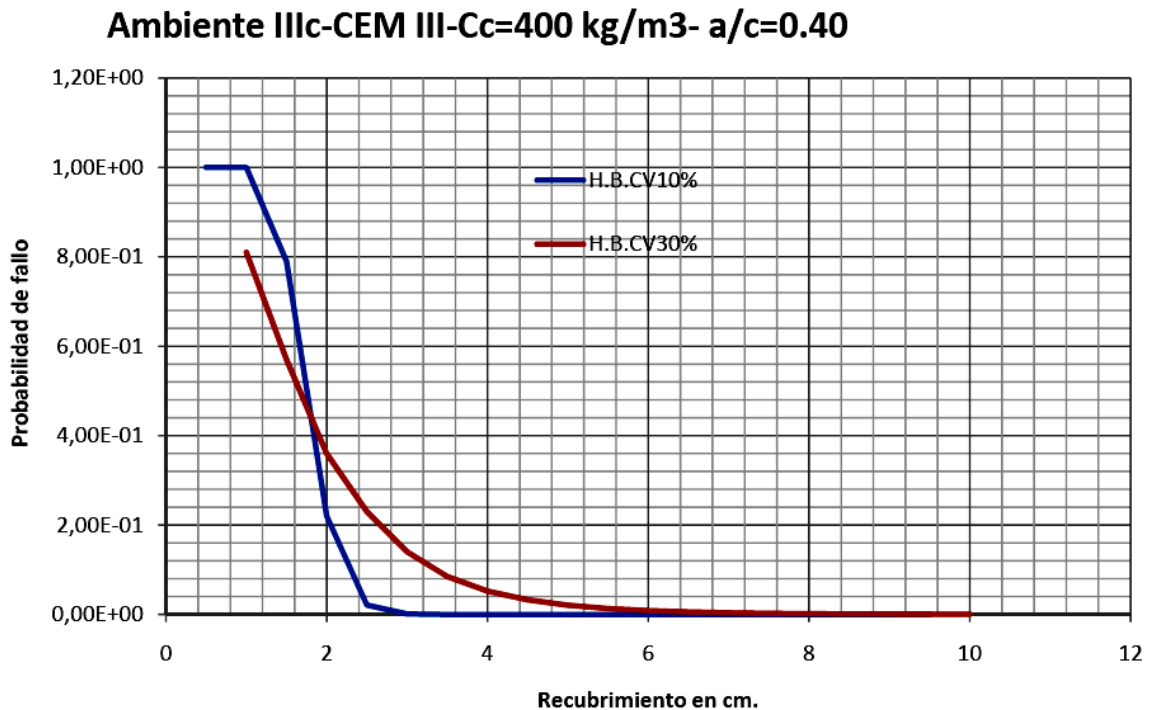
2.5.- Hormigón bueno versus hormigón malo.

Se trata de valorar el comportamiento, con las variables básicas elegidas subjetivamente en base a la experiencia, de un hormigón de buenas características respecto de las condiciones de corrosión y otro de menores prestaciones, los llamare resumidamente "Hormigón Bueno, Hormigón Malo". En concreto, en ambos casos se estudia, en un ambiente III c, por ser de gran agresión, los índices de fiabilidad y probabilidades de fallo, respecto de distintos recubrimientos y en un tiempo de 50 años.

En ambos casos se consideran las variables básicas del anejo 9º, y dispersiones que se corresponden con dos tipos de coeficientes de variación del 10% y del 30%.

En el hormigón de buena calidad, para un índice de fiabilidad igual a 0, se obtiene el valor determinista del recubrimiento, que además tiene que coincidir con la intersección de las curvas de CoV=10% y CoV=30%, representa el valor medio del recubrimiento, o sea, el que tiene el 50% de probabilidades de fallo. El valor del recubrimiento, en este caso es de 1,8 cm., valor coincidente con el obtenido en el análisis determinista.

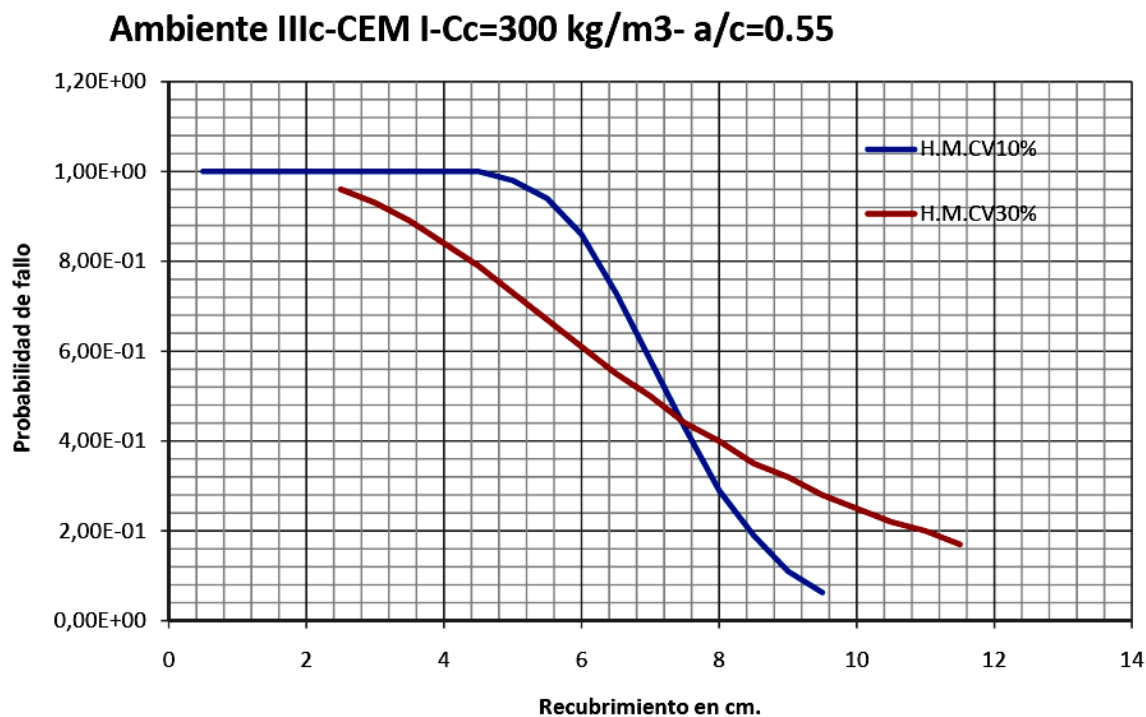
La figura siguiente, proporciona las probabilidades de fallo a 50 años en función del recubrimiento en cm., para el hormigón de buenas características, y coeficientes de variación, de las variables básicas, de 10% y 30%, a partir del valor nominal de 1,8 cm., que se corresponde con la probabilidad de fallo del 50%.



Probabilidad de fallo respecto del recubrimiento a 50 años, del hormigón bueno.

Si aceptásemos, como suficiente confianza un 10% de probabilidad de fallo para el estado límite de corrosión, en su fase de iniciación, el recubrimiento mínimo exigible sería, para  $CoV=10\%$ , 2,3 cm., y de 3,7 cm., para  $CoV= 30\%$

En el caso de un hormigón malo, para tener una probabilidad de fallo del 10%, (considerando tal probabilidad suficiente para el estado límite de corrosión en su etapa de iniciación), el recubrimiento debería ser de aproximadamente 9cm. Si las variables básicas presentan  $CoV= 10\%$ ; y superior a 12cm, para el caso que tales variables presenten una variación conjunta del 30%.



Probabilidad de fallo respecto del recubrimiento a 50 años, del hormigón malo.

Es de interés observar que la razón entre recubrimientos para  $CoV=10\%$  y los nominales, para ambos hormigones, (hormigón bueno y hormigón malo) se sitúa, aproximadamente, en 1,25 (prácticamente constante independiente de la calidad del hormigón), y aunque habría que hacer más comprobaciones numéricas, para recubrimiento con  $CoV=30\%$ , sería de 2.

**Estos valores vuelven a incidir sobre la escasa ponderación que supone el coeficiente parcial de seguridad propuesto por el anejo 9.**

Por último, se comparan los resultados indicados anteriormente, comprobándose la significación entre ambos hormigones y sus coeficientes de variación, pudiéndose considerar como valores extremos para este ambiente IIIc, por lo que se podría simplificar que: para un hormigón bueno, los recubrimientos mínimos recomendables estarían entre 1,8 cm., (valor determinista o nominal), y 3,7 cm., valor pésimo, considerando variabilidad de todas las variables básicas en el 30%.

En el caso del denominado hormigón malo, el entorno de valores sería de 7,2 cm., (nominal) y posiblemente un valor de 14 cm., para una variabilidad pésima de las variables básicas.

---

**3.- Por último y teniendo en cuenta las observaciones anteriormente resumidas, se propone un modelo de diseño probabilista explícito fundamentado en el concepto de la difusión, para la verificación del estado límite de despasivación de la armadura en los elementos estructurales de hormigón sometidos a cloruros.**

Se plantea la necesidad de verificar las condiciones del estado límite de despasivación, estableciendo el periodo de iniciación como vida útil, con procedimientos sencillos o de proyecto y metodología probabilista. La aplicación práctica del método está expuesta en el capítulo 8 de la tesis. También se han desarrollado un conjunto de ábacos o gráficos que permiten, desde el proyecto, estimar las condiciones de vida útil en función del conjunto de las variables básicas.

#### **Propuesta de futuras investigaciones.**

La presente tesis se caracterizó por la utilización multidisciplinar de los procesos de corrosión por cloruros. Se ha utilizado una metodología probabilista para la estimación de la vida útil en el proyecto de estructuras, constituyendo un proceso de estado límite dentro del conjunto de los estados límites posibles para las condiciones de durabilidad. Se ha observado la necesidad de abundar en ciertos aspectos que precisan ser estudiados y explicados a través de futuros trabajos.

\* La estimación de índices de fiabilidad y probabilidad de fallo más concretos y acotados, para la etapa de iniciación. En la tesis se ha planteado y justificado un entorno de valores que podría ir de  $\beta=0,9$  a  $\beta=1,3$  con probabilidades de fallo entre un 7% y aproximadamente 20%, rango suficientemente amplio que justificaría una investigación sobre la incertidumbre de este proceso.

\* Estudiar la etapa de propagación con modelos asociados a cada estado límite posible (fisuración, desprendimiento, pérdida de adherencia, colapso, etc.), y estudiando su clasificación dentro del conjunto posible de estados límite (últimos, servicio), para adjudicar nuevas probabilidades de fallo según su categoría.

\* Experimentación con las posibles propuestas, anteriormente relacionadas, incluso con la planteada por la tesis, del comportamiento mecánico de las piezas estructurales sometidas a cloruros e interpretar su rendimiento en relación con los aspectos de fiabilidad.

\* Un aspecto que se puede considerar determinante, para estos procesos de durabilidad, lo constituye la experimentación para la caracterización estadística de las variables básicas, en concreto las tres variables fundamentales: La concentración crítica de despasivación; el coeficiente de difusión; y la concentración superficial de cloruros. E intentar establecer las relaciones del medio ambiente con las características intrínsecas de los hormigones. Durante el estudio del estado del arte, se ha podido comprobar cómo hay grupos de investigadores de la USC, que están intentado medir la cantidad de cloruros en los ambientes costeros. Desde otra óptica, se ha constatado que países como Alemania o Estados Unidos, plantean mapas de concentraciones de sustancias agresivas como por ejemplo cloruros. Otros aspectos que podrían dar resultados para estimar éstas agresiones

ambientales sería intentar establecer la relación de la salinidad con el contenido superficial de cloruros.

\* En general, lo determinante, en estos temas de durabilidad, es la experimentación sistemática de larga duración, sobre estructuras reales ejecutadas en condiciones de control, por lo que se hace imprescindible plantear campañas de ensayos sobre futuros proyectos, probablemente públicos, para el establecimiento de regresiones entre los datos obtenidos y variables básicas de fácil estimación en los laboratorios.

# BIBLIOGRAFIA





## BIBLIOGRAFIA

---

**ABDO, T., RACKWITZ, R.** 1991 "A New  $\beta$ -Point Algorithm for Large Time-Invariant and Time-Variant Reliability Problems", 3rd WG 7.5 IFIP Working Conf., Berkeley, March 26-28, 1990, (eds. A. Der Kiureghian, P. Thoft-Christensen), Springer.

**ACI 222R.** 2002. Protection of Metals in Concrete Against Corrosion. En ACI Manual of Concrete Practice 2002 Part 1. Materials and General Properties of Concrete. Detroit: Ed. American Concrete Institute.

**ACI 365.1R-00,** 2000, Service-Life Prediction—State-of-the-Art Report, Ed. American Concrete Institute.

**ACI 201.2R-01,** 2001, Guía para la Durabilidad del Hormigón, Ed. American Concrete Institute.

**ALONSO, C.; CASTELLOTE, M. y ANDRADE, C.** 2002. "Chloride threshold dependence of pitting potential of reinforcements".

**ALONSO M.C,** 1988, "Estudio de la corrosión en armaduras en hormigón carbonatado", Informes de la construcción,

**ALONSO, C. y SANCHEZ, M.** 2009, Análisis de la concentración crítica de cloruros en la vida útil de las estructuras, "Anales de Mecánica de la Fractura" 26, Vol. 2.

**AL-AMOUDI OSB.** 1985, "Studies on the evaluation of permeability and corrosion resisting characteristics of portland pozzolan concretes". M.S. Thesis, King Fahd University of Petroleum and Minerals, Dhahran.

**AL-TAYYIB, A.J; et al.** 2000. *Corrosion behaviour of pre-rusted bars after placement in concrete.* "Cement and Concrete Research". Vol. 20 (6) pp. 955-960.

**AMEY, S.L.; et al;** 1996, "A methodology for predicting service life of concrete structures exposed to marine environments" ACI SP-163, Detroit, USA.

**ANDRADE C.,** 1993. "Estado de los trabajos en el comité CEN TC 104/WG1/TG1: Durabilidad", ANEFHOP

**ANDRADE, C.** 1988, "Manual: Inspección de Obras Dañadas por Corrosión de Armaduras". CSIC-Madrid.

**ANDRADE C.,** 2006, "Seguridad y durabilidad en estructuras de construcción" CSIC

**ANDRADE, C.** 2010 "Seguridad y durabilidad estructural: la necesidad de integrar varias disciplinas". Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja- CSIC-Madrid Miembro del Proyecto SEDUREC-CONSOLIDER-INGENIO.

**ANDRADE, C.; y otros.** 1998. "Conceptos básicos sobre corrosión de armaduras. En IETcc. Durabilidad de estructuras de hormigón: vida útil, refuerzo y reparación". XIV Curso de Estudios Mayores de la Construcción. CEMCO 98. Madrid.

**ANDRADE, C.; CASTELLOTE, M. y D'ANDREA, R.** 2009, "Modelos de cloruros", Instituto de Ciencias de la Construcción "Eduardo Torroja". CSIC. Madrid. España.

**ANDERSEN y ROSTAM S.** 1988. Analysis and reliability updating of deteriorating concrete water tower. Proceedings DABI symp. Re - evaluation of concrete structures, Copenhagen Dinamarca pp 399 - 406.

**ANG, A. and TANG, W.** 1975. Probability Concepts in Engineering Planning and Design: Basic Principles. v. 1, 1ª Ed., Ed. John Wiley and Sons.

**ANG, A. and TANG, W.** 1984, Probability Concepts in Engineering Planning and Design: Decision, Risk and Reliability. v. 2, 1ª Ed., Ed. John Wiley and Sons.

## BIBLIOGRAFIA

---

**ASTM.** 2000. "Standard test method for half-cell potentials of uncoated reinforcing steel in concrete. Standard C 876-91". En Annual book of ASTM Standards, Vol. 04.02. Philadelphia: Ed. American Society for Testing and Materials.

**ASTM.** 2002. "Standard test method for acid-soluble chloride in mortar and concrete. Standard C 1152-97". En Annual book of ASTM Standards, Vol. 04.02. Philadelphia: Ed. American Society for Testing and Materials.

**ASTM.** 2002. "Standard test method for electrical indication of concrete's ability to resist chloride ion penetration. Standard C 1202-97". En Annual book of ASTM Standards, Vol. 04.02. Philadelphia: Ed. American Society for Testing and Materials.

**ASTM.** 2002. "Standard test method for water-soluble chloride in mortar and concrete. Standard C 1218-99". En Annual book of ASTM Standards, Vol. 04.02. Philadelphia: Ed. American Society for Testing and Materials.

**ASTM,** 2002. "Standard test method for determining the penetration of chloride ion into concrete by ponding. Standard C 1543-02". En Annual book of ASTM Standards, Vol. 04.02. Philadelphia: Ed. American Society for Testing and Materials.

**ASTM,** 2002. "Standard guide for examination and evaluation of pitting corrosion. Standard G 46-94 (Reapproved 1999)". En Annual book of ASTM Standards, Vol. 03.02. Philadelphia: Ed. American Society for Testing and Materials.

**ASTM,** 2003. "Standard test method for detecting delaminations in bridge decks using infrared thermography. Standard D 4788-88 (Reapproved 2001)". En Annual book of ASTM Standards, Vol. 04.03. Philadelphia: Ed. American Society for Testing and Materials.

**ASTM,** 2003. "Standard practice for preparing, cleaning and evaluating corrosion test specimens. Standard G 1-03". En Annual book of ASTM Standards, Vol. 03.02. Philadelphia: Ed. American Society For Testing And Materials.

**BAEL-91,**1991, Eyrolles, I SBN. 2-212-10012-4

**BAEL-91,** 1992, MAI STRI SE,(Jean Perchat), Eyrolles, I SBN. 2-212-01274-8

**BAEL-91,** 1992, PRATI QUE,(Jean Perchat- Jean Roux), Eyrolles, I SBN. 2-212-01273-X

**BAMFORTH, P.B.** 1996." Predicting the risk of reinforcement corrosion in marine structures". En AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. Odd E. Gjord Symposium on Concrete for Marine Structures, in 3rd CANMET/ACI International Conference on Performance of Concrete in Marine Environment, New Brunswick. Ed. P.K. Metha. pp. 207-233.

**BAMFORTH, P.B.** 1998, "Double Standards in Design. Concrete".

**BAMFORTH, P. B.** 1999, The derivation of input data for modelling chloride ingress from 8 year UK coastal exposure trials. Magazine of Concrete Research.

**BAMFORTH PB.** (2000) The spreadsheet model for service Ufe calculations International Workshop "Ambiente e melhoramento do desempenho do betao" Guimaraes. Portugal.

**BARNES, E. D.; DIAMOND, S. and DOLCH, L.** 1978. *The contact zone between portland cement paste and glass "Aggregate" surfaces.* Cem. Concr. Res., 8.

## BIBLIOGRAFIA

---

**BARNES, P.** 1983 Structure and performance of cements. Applied Science Publishers, LTD. Essex, Gran Bretaña. p. 303.

**BARRANCO-CICILIA, F.** Análisis de confiabilidad estructural de funciones de estado límite con múltiples puntos de diseño usando estrategias evolutivas, RIIT Vol.X. Num.2. 2009 87-97, ISSN1405-7743 FI-UNAM,

**BENITO C.** 1975, "Calculo Plástico", Obras Publicas. I SBN. 84-17-26-5

**BENJAMÍN J.R. CORNELL C. A.** 1970. Probability Statistics and decisión for Civil Engineers MC Graw - Hill New - York

**BERKE, N.S.; HICKS, M.C.** 1994 Predicting Chloride Profiles in Concrete, Corrosion, 50, pp.234-239,

**BERMÚDEZ, M. A.; ALAEJOS, P.; LANZA, V.** 2008," La corrosión del hormigón armado en ambiente marino: contenido crítico de cloruros". Laboratorio Central de Estructuras y Materiales (CEDEX)

**BERMÚDEZ ODRIOZOLA,** 2007, Tesis "corrosión de las armaduras del hormigón armado en ambiente marino: zona de carrera de mareas y zona sumergida" UPM, Madrid 2007.

**BICZÓK I,**1972 "La corrosión del hormigón y su protección" Ediciones Urmo I SBN. 2635-1972

**BLEVOT J,** 1977,"Patología de las construcciones de H.A." ETA, I SBN. 84-7146-091-2

**BORGES, P. C. et al.** 1998, "Corrosión en Estructuras de Concreto Armado: Teoría, Inspección, Diagnóstico, Vida Útil y Reparaciones". Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, IMCYC.

**BOUWMEESTER - VAN DEN BOS, W.J.** 2008, "Influence of curing on the pore structure of concrete", Taylor & Francis Group, London, I SBN 978-0-415-47535-8

**BRE CENTRE FOR CONCRETE CONSTRUCTION.** 2000. *Corrosion of steel in concrete.* Digest 444 (parts 1 to 3). Londres: CRC.

**BREITUNG, K.,**1993 Asymptotic Approximations for the Crossing Rates of Poisson Square Waves, Proc. Extreme Value Theory and Applications, NI ST Spec. Publ. 866, 3, pp. 75-80

**BURÓN MAESTRO M.,** 2001, "Influencia de la puesta en obra del hormigón en la durabilidad de las estructuras de h. armado y pretensado", Intemac.

**CABALLOL BARTOLOMÉ, D.** 2005 "Metodología en la evaluación de riesgos en la edificación. Informes de la Construcción", Vol. 57, nº 497, mayo-junio 2005

**CABRERA, J. O. et al.** 1989 Porosity and permeability as indicators of concrete performance. Congreso del IABSE. Lisboa. <septiembre, 1989>.

**CALAVERA, J., DELIBES, A. e IZQUIERDO, J.M.** 1997. Influencia de la oxidación y de las manchas de mortero sobre la adherencia de armaduras de hormigón. Mallas de acero para la construcción, S. A. Estudio monográfico nº2

**CALAVERA. J** 2005. "Patología de Estructuras de Hormigón Armado y Pretensado" Tomo 1, 2ª edición. INTEMAC, S.A. Infoprint, S.A, pp-19-36

**CAO, R.,y otros.** 2001 "Introducción a la Estadística y sus aplicaciones". Ediciones Pirámide (Grupo Anaya).

## BIBLIOGRAFIA

---

- CAMPO IRMA**, 2004. "Aumento de la vida útil de las estructuras de hormigón armado corroídas, mediante realcalinización" Facultad de ingeniería, San Juan, Argentina
- CASTAÑEDA VALDÉS, A.** 2005, Influencia de la penetración de Iones Cloruros en el Hormigón Armado a diferentes relaciones Agua/Cemento y Condiciones de Exposición, Revista CENIC Ciencias Químicas, Vol. 36,
- CASTILLO, E. et al.** 2003 An alternative approach for addressing the failure probability-safety factor method with sensitivity analysis. Reliability Engineering and System Safety 82, 207-216
- CASTILLO, E. y MINGUEZ R.,** 2008 Curso de master y doctorado métodos matemático-informáticos de optimización para la ingeniería. Ciudad Real.
- CASTILLO A.** 2005," Modelado del estado climático en la cantidad de agua líquida del hormigón para estimar la corrosión, UPM,
- CASTRO, P. et al.** 2000, Chloride Penetration Profiles in Marine Environments. In: II International Congress on High-Performance Concrete, and Performance and Quality of Concrete Structures. Proceedings. Malhotra, Prudêncio, Helene e Dal Molin (Eds.) SP186-22. Gramado. p. 371-389.
- CEB-FIP 1990,**" Código Modelo para Hormigón Estructural", Recomendaciones y manuales técnicos; Colegio de Ingenieros de caminos, canales y puertos; 1990.
- CEM Eurocódigo 0 (EN 1190: 2002)** "Bases para el diseño"
- CEN ENV 13670-1:2000** "Ejecución de estructuras de hormigón"
- CEMCO**, 1982, "IX Curso de estudios mayores de la construcción y su patología", CSIC,
- CELORRIO BARRAGUÉ, L.** Metodología eficiente de optimización estructural basada en fiabilidad, 12th International Conference on Project Engineering,
- CHLORTEST, EU-PROJECT**, 2005, Guidelines for practical use of methods for testing the resistance of concrete to chloride ingress, PROJECT N°: GRD1-2002-71808.
- CHLORTEST, EU-PROJECT**, 2005, Testing resistance of concrete to chloride ingress, PROJECT N°: GRD1-2002-71808
- CHLORTEST, EU-PROJECT**, 2005, WP4 REPORT – Modelling of Chloride Ingress, G6RD-CT-2002-00855
- COBO ESCAMILLA A.** 2001, Escuela de la Edificación, I SBN. 84-86957-88-5
- CODECAI**, Excel sheet developed by JCSS, <http://www.jcss.ethz.ch/>.
- CODIGO TECNICO DE LA EDIFICACIÓN**, 2006, Documentos Básicos de Seguridad Estructural, Ministerio de la Vivienda,
- COLLEPARDI, M. et. al.** 1972. "Penetration of Chloride Ions Into Cement Paste and Concrete". American Ceramic Society, v. 55, USA.
- COMMENTARY EUROCODE 2**, Published by the European Concrete Platform ASBL, Editor: Jean-Pierre Jacobs 8 rue Volta 1050 Brussels
- COPPOLA, L., et al.** 1996. "Corrosion of reinforcing steel in concrete structures submerged in seawater".

## BIBLIOGRAFIA

---

**CORDERO, M.** 2005 Tesis, " Estudio de la vida útil de estructuras de hormigón pretensado frente a corrosión por cloruros", Barcelona, UPC.

**CORNELL, C.A.** 1969. "Probability based structural code", Joint american Concrete Institute, 66 n° 12 pp. 974 -985

**CORRES, H.** 1993. Utilización del hormigón H-250 en estructuras de hormigón. Aspectos de proyecto, construcción e incidencia económica. Cemento - hormigón n° 722.

**CORTES, J.M.**,1993 " Comportamiento de las armaduras en piezas comprimidas" Cuadernos Intemac n° 10

**COSTA, A. y APPLETON, J.** 2001. "Concrete carbonation and chloride penetration in a marine environment". Concrete Science and Engineering, Vol. 3,

**CRAMER, S.D., et al.** 2002. "Corrosion prevention and remediation strategies for reinforced concrete coastal bridges". Cement and Concrete Composites, Vol. 24, 101-117.

**CURRIE, R. J.** 1986. "Carbonation depths in structural-quality concrete". BRE.

**CURRELÍ, B. R. et al.** 1985. Cem. Concr. Res., 15.

**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.

**DA SILVA T.J.**, 1999, "Estimate of remaining service life of concrete slabs subjected to some types of repairs" U.F de Uberlandia, Brasil.

**D´ARGA E LIMIA**, 1986, "Betao Armado", Laboratorio Nacional de Engenharia Civil de Lisboa,

**D´ANDREA, R** 2010, Predicción de la durabilidad del hormigón armado a partir de indicadores de corrosión, aplicación de la resistividad eléctrica, UPM, Tesis Doctoral.

**DELIBES A**, 1987, "Tecnología y propiedades mecánicas del hormigón" Intemac

**DE CASTRO MOTTA, L. A. and MALITE M.** 2002 Análise da segurança no projeto de estruturas: método dos estados limites, "Cadernos de Engenharia de Estruturas", São Carlos, n. 20, p. 1-32.

**DER KIUREGHIAN, A.** 1996, Structural Reliability Methods for Seismic Safety Assessment: a Review. In: Engineering Structures, v. 18, n° 6, p. 412-424.

**DIAMANTIDIS, D.** 2008, Document #3 Risk Acceptance Criteria, JCSS Joint Committee of Structural Safety

**DITLEVSEN, O, and MADSEN, H. O.** 1996, Structural Reliability Methods . Ed. Wiley.

**DURACRETE** 1998 Probabilistic Performance based durability design of concrete structures Brite EuRam Project BE95 - 1347.

**DURACRETE** 2000: "Statistical Quantification of the Variables in the Limit State Functions", BRITE EURAM, Probabilistic Performance based Durability Design of Concrete Structures, Document BE95-1347/R9.

**DURACRETE INTERIM REPORT** ,1998, "Management and repair options" Elaborado por GEOCI SA y IETcc.

## BIBLIOGRAFIA

---

**EDVARDSEN C**, 2000, "Chloride Migration Coefficients from Non-Steady-State Migration Experiments at Environment-Friendly "Green" Concrete", COWI Consulting Engineers and Planners AS, Denmark.

**EDVARDSEN-MOSER** 2000, Engineering Design Methods for Service Life Prediction, CIB/RI LEM Working Commission 175-SLM: "Service Life Methodologies"

**EHE-08**, 2008, Instrucción de Hormigón Estructural, Ministerio de Fomento.

**ELICES, M. y SÁNCHEZ-GÁLVEZ, V.** 1998, "Relaciones entre corrosión bajo tensión y propiedades mecánicas", Hormigón y Acero N° 128, pp: 107-117.

**ELICES CALAFAT, M**, 1981, "Comportamiento del hormigón a muy bajas temperaturas" Informes de la construcción.

**ELICES. M** ,1994, "Curso de Mecánica de la fractura", Departamento de ciencia de materiales. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Madrid, UPM. Madrid.

**EUROCÓDIGO N° 2** . "Proyecto de estructuras de hormigón. Parte 1.- Reglas generales y reglas para edificación", CEDEX, MOPT, Madrid,

**FELDMAN, U. E.** 1972. "Density and porosity studies of hydrated cement". Cement Technol., Vol. 3, flQ 1.

**FERNANDEZ CÁNOVAS M**, 1981 ."Las resinas epoxi en la construcción" Instituto Eduardo Torroja de la construcción y del cemento

**FERNANDEZ CÁNOVAS M**, 1984. "Patología terapéutica del hormigón armado" Editorial Dossat

**FERNÁNDEZ CÁNOVAS M**, 1993 "Hormigón" Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Madrid, UPM. Madrid.

**FERNÁNDEZ GÓMEZ J.**, 1998, "Una investigación sobre la eficacia de los distintos sistemas de reparación de estructuras dañadas por corrosión", Intemac,

**FERNÁNDEZ LUCO, L.** 2000, "Durabilidad de las estructuras: corrosión inducida por el ión cloruro", Cemento, pp. 12-16.

**FERRY - BORGES y CASTENHETA**, 1971, "Structural safety", Laboratorio central de ingeniería civil. LNEC, Lisboa.

**FERREIRA, R.M.** 2004. "Probability-based durability análisis of concrete structures in marine environment". Tesis Doctoral. Universidade do Minho. Escola de Engenharia. ISBN: 972 - 8692 - 16 - 1

**FERREIRA, R.M.** 2007, "Improving durability through probabilistic design, Department of Civil Engineering", University of Minho, Portugal (eds.) 2006

**FERREIRA, R.M. and JALALI ALEXANDER, S.** Software for probability-based durability analysis of concrete structures

**FEODOSIEV V.I.** 1980, "Resistencia de materiales" ed. Mir, Moscu

**FIB.** 2000: "Bond of reinforcement in concrete", State-of-art report, Bulletin 10.

**FIB.** 2006. Model Code for Service Life Design. Bulletin 34. Lausanne, Switzerland.

**FIB.** 2010: Bulletins 51 and 53, "Structural concrete textbook"

## BIBLIOGRAFIA

---

- FIGG, J. W.** 1973 .Methods of measuring the air and water permeability of concrete. Magazine of Concrete Research, Vol. 25, nº 85.
- FLORIAN, A.**1992 "An Efficient Sampling Scheme: Updated Latin Hypercube Sampling", Probabilistic Engineering Mechanics, Vol. 7, pp. 123-130.
- FRANCISCO FERNÁNDEZ, M.** Modelos de probabilidad, Programa Oficial de Postgrado en Estadística e Investigación Operativa de UDC curso 2009/10
- FUENTES A.**, 1977,"Calculo de estructuras de edificios de H.A",ETA,
- GALVELE** ,1999, "Stress Corrosión Cracking". Proceedings of the 7th International congress on Metallic Corrosión. Abraco.
- GÁLINDO ESTÉVEZ J.M,** 1994,"la EH y la calidad del hormigón", CEDEX,
- GARCÉS RODRÍGUEZ, O. and DOUG HOOTON, R.** 2003. "Influence of cracks on chloride ingress into concrete". ACI Materials Journal, March-April, 120-126.
- GARCIA, GUTIERREZ y J. RODRIGUEZ,** 1998, "Influencia de la corrosion sobre la adherencia acero/hormigón" hormigón y acero nº 210
- GARCIA MESEGUER A.** , 1986, Hormigón armado, Escuela de la Edificación, I SBN. 84-505-2773-2.
- GAUGER, THOMAS,** 2008, "Teil 1: Deposition Loads: Methoden, Modellierung und Kartierungsergebnisse, Trends, National Implementation of the UNECE Convention on Long-range Transboundary Air Pollution (Effects)", Institut für Navigation, Universität Stuttgart (INS)
- GEHO** 1992, "Encuesta sobre patologías de estructuras de hormigón", Grupo Español del Hormigón Boletín 10.
- GEHO** 1993, "Durabilidad de estructuras de hormigón - Guía de diseño C.E.B.", Grupo Español del Hormigón, Boletín Nº 12.
- GJORV, O.E. and VENNESLAND, O.** 1979. "Diffusion of chloride ions from seawater into concrete". Cement and Concrete Research, Vol. 9, Nº 2
- GLASS, GK et al.** 2000. "Participation of bound chloride in passive film breakdown on steel in concrete". Corrosion science Vol 42.
- GOLLWITZER, S. and RACKWITZ, R.:** 1988 An Efficient Numerical Solution to the Multinormal Integral, Probabilistic Engineering Mechanics, 3, 2, pp. 98-101
- GÓMEZ LERA S. y ALARCÓN E.** ,1992, Introducción a la fiabilidad estructural y algunas aplicaciones Monografía n" 408 del Instituto Eduardo Torroja de Ciencias de la Construcción - CSIC: Madrid.
- GONZALEZ VALLE, E,** 1995, "Sistemas para el diagnóstico y peritaje de estructuras. Criterios y metodología de inspección", CEMCO-95, seminario S4.
- GOÑI, S. and ANDRADE, C.** 1990 Synthetic Pore Concrete Solution Chemistry and Rebar Corrosion rate in the presence of Chloride. "Cement and Concrete Research", Vol. 20, nº 14.
- GOÑI, S., ANDRADE C and PAGE C.L.** 1991. Corrosion behaviour of steel in high alumina cement mortar samples: effects of chloride. "Cement and Concrete Research", Vol 21, No 4, 635-46.

## BIBLIOGRAFIA

---

**GOWRIPALAN, N., SIRIVIVATNANON, V. and LIM, C.C.** 2000 Chloride diffusivity of concrete cracked in flexure. "Cement and Concrete Research", Vol. 30, N° 5, May, 725-730.

**GRUDEMO, A.** 1984. Cem. Concr. Res. > 14.

**GRUPO DE TRABAJO 4/5 DE ACHE,** 2003, "Evaluación de estructuras existentes mediante métodos semiprobabilistas"

**GULIKERS, J.J.W.** 2009, "A simplified and practical approach regarding design for durability of reinforced concrete structures based on probabilistic modeling of chloride ingress", Taylor & Francis Group, London, ISBN 978-0-415-46850-3

**GUERRIN,** 1978, "Hormigón Armado", ETA,

**HANSEN, E. J.** 1997, "Rate Deterioration Investigation of Bridge Decks Based on Diffusion/Fracture Mechanics Numerical Study". M.Sc. Dissertation. University of Colorado. 152p.

**HANSSON, C.M , POURSAAE, A. and LAURENT, A.** 2006. "Macrocell and microcell corrosion of steel in Ordinary Portland Cement and High Performance Concretes". Vol. 36, pp. 2098-2102

**HASOFER, A.M., and LIND, N.C.,** 1974 An Exact and Invariant First-Order Reliability Format, Journ. Eng. Mech., ASCE, 1974, 100, EM1, 111-121

**HELENE.** 1993 "Influencia del tipo de cemento y la relación a/c en la carbonatación del hormigón, estimación de vida útil". Proceedings 2>REI BRAC -I BRACON Goiania Brasil

**HELENE, P.** 1993," Contribuição ao Estudo da Corrosão em Armaduras de Concreto Armado". São Paulo, Tese (Livre Docência) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.

**HELENE, P.** ,1997, Vida Útil das Estruturas de Concreto. In: IV Congresso Iberoamericano de Patologia das Construções e VI Congresso de Controle de Qualidade. Porto Alegre, . v.1. p. 1-30.

**HENRIQUES, A.R.** 1998. Aplicação de Novos Conceitos de Segurança no Dimensionamento do Betão Estrutural, Dissertação para Doutoramento em Engenharia Civil, FEUP, Porto.

**HERRIKSEN, C.F.** 1993, Chloride corrosion in danish bridge columns Proceedings of Nordic Miniseminar on Chloride Penetration into Concrete Structures. Chalmers University, pp. 166-181

**HOFFMANN, A. T.** 2001, " Influência da Adição de Sílica Ativa, da Relação Água/Aglomerante, Temperatura e Tempo de Cura no Coeficiente de Difusão de Cloretos em Concretos". Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS. Porto Alegre.

**HOHENBICHLER, M. et al.,** 1987 "New Light on First- and Second-Order Reliability Methods, Structural Safety", 1987, 4, 267-284

**HOLICKÝ, M,** 2008, Document #7 Terminology, JCSS Joint Committee of Structural Safety

**HOLICKÝ, M. y VROUWENVELDER, T.** "Conceptos básicos de fiabilidad estructural". Instituto Klokner, Universidad Técnica Checa de Praga, República Checa, Universidad de Tecnología de Delft, TNO BOUW, Holanda.

**HOLICKÝ, MILAN y VROUWENVELDER, TON.** "Métodos elementales de fiabilidad estructural". Instituto Klokner, Universidad Técnica Checa de Praga, República Checa Universidad de Tecnología de Delft, TNO BOUW, Holanda



## BIBLIOGRAFIA

---

**HOLICKÝ, MILAN y MARKOVÁ, JANA.** "Diferenciación de la fiabilidad". Universidad Técnica Checa de Praga, República Checa.

**HONG, H.** 1999. "Simple Approximations for Improving Second-order Reliability Estimates", Journal of Engineering Mechanics, pp. 592-595, May 1999.

**HURLING, H.** 1984. Oxygen permeability of concrete. RILEN-Seminar on the durability of concrete structures under normal outdoor exposure. CPC 14> Hannover.

**HUSSAIN, S.; AL-MUSALLAM, A. and AL-GAHTANI, A.** 1995, Factors Affecting Threshold Chloride for Reinforcement Corrosion in Concrete. "Cement and Concrete Research", v. 25, n° 7, p. 1543-1555.

**ISO 2394:1998 (E)**, "Principios generales sobre la fiabilidad de las estructuras"

**IZQUIERDO, D.** 2003 Tesis "Bases de diseño para un tratamiento probabilista de los procesos de corrosión de armaduras en el hormigón". UPM. Madrid

**IZQUIERDO, D. ANDRADE, C. and RINCÓN O.** 2000. Statistical analysis of the diffusion coefficients measured in the piles of Maracaibos's Bridge. International RILEM Workshop on testing and modelling the chloride ingress into concrete. París. Francia.

**IZQUIERDO, D. ANDRADE C. and TANNER P.** 2000. Probabilistic assessment of concrete structures affected by corrosión " Workshop on in situ behaviour of Structures IASI . Rumania

**IZQUIERDO, D. MAZARREDO, C. y BELENGUER, F.** 2001. Procedimiento estadístico para la modificación de los coeficientes parciales, Proceedings del congreso COLLOQUIA 2001, IETcc, Madrid.

**IZQUIERDO, D. ANDRADE C. and ARTEAGA A.** 2000. Risk analysis of crack width limit State due to reinforcement corrosión. RILEM Workshop on life prediction and aging management of concrete structures. Cannes. Francia.

**JAVEIS, E. et al.** 1975. Observation directe au microscope electronique par transmission de la liaison pâte de ciment—granulat dans les mortiers de calcite et de quartz. "Cement and Concrete Research".

**JEFFERY, J. W. and CHATTERJI, S.** 1967. Further evidence relating to the new hypothesis of sulphate expansion. Mag. Concr. Res., Vol. 19, 142-60.

**JENDO, S. and STOCKI, R.** "Introduction to Reliability-Based Design", Institute of Fundamental Technological Research Polish Academy of Sciences

**JCSS** ,2001, Probabilistic Assessment of Existing Structures. Ed. Diamantidis. RILEM publication S.A.R.L.

**JOINT COMMITTEE ON STRUCTURAL SAFETY (JCSS).** 2000. Probabilistic Model Code. Disponible en: [www.jcss.eth.ch](http://www.jcss.eth.ch)

**KMET, S.** 2005. "Hodnoty návrhovej pravdepodobnosti Pfd (Values of the Design Probability of Failure Pfd)". In proceedings of VI.TH national conference Spolehlivost konstrukcí, 6. 4. 2005, Ostrava, DT Ostrava, ISBN 80-02-01708-0, (In Slovak)

**KOENDERS & M. OTTELÉ** 2009, "A spreadsheet model for service-life predictions", Taylor & Francis Group, London, ISBN 978-0-415-46850-3

**KONECŇY, P.** 2007, Tesis doctoral "RELIABILITY OF REINFORCED CONCRETE BRIDGE DECKS WITH RESPECT TO INGRESS OF CHLORIDES", Technical University of Ostrava Czech Republic

## BIBLIOGRAFIA

---

**KREIJGER, P. O.** 1990, Inhomogeneity in concrete and its effect on degradation: a review of technology. Proc. Conf. Protection of Concrete, University of Dundee. PP. 32—52.

**KUSCHEL, N.; PIERACCI, A. and RACKWITZ, R.**, 1997, "Multiple  $\beta$ -points in Structural Reliability", RCP-GmbH, München, Technical Note.

**LAPUENTE R.**, "Durabilidad del hormigón en contacto con sulfatos" Universidad de Alicante

**LAPUENTE R.**, "Durabilidad del hormigón en ambientes marinos" Universidad de Alicante

**LAPUENTE R.**, "Durabilidad del hormigón en climas fríos" Universidad de Alicante

**LACHOWSKI, E.E. et al.** 1981. Journal Am. Ceram. Soc., Vol. 64.

**LANGTON, C. A. and ROY, D. M.** 1980. Morphology and microstructure of cement paste-rock interfacial regimos. Proc. 7th mt. Congress of the Chem. of Cement, Vol. 3, nº 7. Pp. 127—132.

**LARANJA, R. e ESTEVÃO, J.** 200. "Simulação Numérica na Avaliação da Fiabilidade de Estruturas de Betão Armado" - *BE2000 Encontro Nacional Betão Estrutural*, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2000

**LARANJA, R e DE BRITO, J.** 2003 Verificação Probabilística da Segurança das Estruturas, Número 18, 2003 Engenharia Civil.

**LAWRENCE, C. D.** 1984 Transport of oxygen through concrete. En "The chemistry and chemically related properties of cement." Brit. Ceram. Soc. Proc., 35. pp. 277—293.

**LEA, F. M.** 1970 "The Chemistry of Portland Coment and Concrete". 2º Ed. Edward Arnold, Londres

**LEWIS, P.AW. and E.J. ORAV.** 1989, "Simulation Methodology for Statisticians, Operation analysts and Engineers", Wadsworth INC., Belmont.

**LIFECON**, 2003, Life Cycle Management of Concrete Infrastructures for Improved Sustainability, CONTRACT N°: G1RD-CT-2000-00378,

**LINDVALL, A.**, 2001, "Environmental Actions and Response - Reinforced Concrete Structures exposed in Road and Marine Environments", Publication P-01:3, Department of Building Materials, Chalmers University of Technology, Göteborg, 320 pp.

**LINDVALL, A.** 2002. " Influence of temperature and salinity on the chloride ingress into concrete exposed in marine environments".

**LINDVALL, A.** 2009, "Modeling of the influence from environmental actions on the durability of reinforced concrete structures", Taylor & Francis Group, London, I SBN 978-0-415-46850-3

**LNEC- E 464-** 2007, Metodología prescriptiva para una vida útil de proyecto de 50 y 100 años. Lisboa

**LNEC- E 465-** 2007, Metodología para estimar las propiedades de desempeño del hormigón que permite satisfacer la vida útil del proyecto de estructuras de hormigón armado y pretensado expuesto a ambientes XC y XS. Lisboa

**LNEC- E 463-** 2004, Determinación del coeficiente de difusión de cloruros mediante el ensayo de migración en régimen estacionario. Lisboa

## BIBLIOGRAFIA

---

- LNEC- E 390-** 1993, Determinación de la resistencia a la penetración de cloruros. Ensayo de inmersión. Lisboa
- LNEC- E 383-** 1993, Determinación de la resistencia a la penetración de cloruros. Método de la célula de difusión. Lisboa
- LOMBARDÍA CORTIÑA M. J.** 2009. Estadística Aplicada, Programa Oficial de Postgrado en Estadística e Investigación Operativa de UDC curso 2009/10,
- LONGUET, P.; BURGLEN, L. and ZELWER, A.** 1973; *Revue des Materiaux de Construction et de Travaux Publics*, 676 p.35.
- LÓPEZ AGÚÍ, J. C.** 2010, "Determinación del recubrimiento mínimo de las armadura en el hormigón estructural". I ECA
- LÓPEZ SÁNCHEZ P.**, 1993 , "Durabilidad del hormigón en ambiente marino", Intemac,
- LOUNIS, Z. et al.** 2004, Probabilistic Study of Chloride-Induced Corrosion of Carbon Steel in Concrete Structures, 9<sup>th</sup> ASCE Joint Specialty Conference on Probabilistic Mechanics and Structural Reliability, Albuquerque, New Mexico July 26-28, pp. 1-6.
- MAGNUSSON, B.**, 2005, "Handbook for calculation of measurement uncertainty in environmental laboratories", Nordtest project number: 1589-02, Denmark
- MAHADEVAN, S.** 1997 "Monte Carlo Simulación", Reliability-based Mechanical Design, Ed. Thomas A. Cruse, Vanderbilt University, pp. 130-146.
- MANGAT, P.S. and MOLLOY, B.T.** 1992 Factors influencing chloride-induced corrosion of reinforcement in concrete. *Materials and Structures*, 25 . PP. 404—411.
- MANGAT, P.S. and MOLLOY, B.T.** 1995. Chloride binding in concrete containing pfa, gbs or silica fume under sea water exposure. *Magazine of Concrete Research*, Vol. 47, N° 171, June,
- MANMOHAN, D. and MEHTA, P. K.** 1981 Influence of pozzolana, slag, and chemical admixtures on pore size distribution and permeability of hardened cement pastes. *Cern. Congr. Res.*, Vol. 3. Pp. 63—67.
- MAREK, P.; GUSTAR, M. y SÁNCHEZ-SILVA M.**, "Nuevos conceptos para la evaluación cualitativa de la confiabilidad en el diseño estructura" I ITAM Académia de Ciencias de República Checa. República Checa.
- MARKESSET, GRO and SKJØLSVOLD, OLA** 2010, "Time dependent chloride diffusion coefficient – field studies of concrete exposed to marine environment in Norway", Oslo University College, Norway
- MARTÍNEZ CALZÓN, J. y ORTIZ, J.** (1978) *Construcción mixta: hormigón acero* Ed. Rueda.
- MASLEHUDDIN, M. et al.** 1994, Concrete Durability in a Very Agressive Environment. In: *Concrete Technology: Past, Present And Future*, V. Mohan Malhotra Symposium, Proceedings, p. 191-211.
- MATTHEWS, S.L.** 2009, "Performance based rehabilitation of reinforced concrete structures", Taylor & Francis Group, London, I SBN 978-0-415-46850-3
- MEHTA, P.K.** 1986 "Concrete: structure, properties and materials". W.J. Prentice—Hall. New Jersey, U.S.A.
- MEHTA, P. K. and MONTEIRO, P. J. M.** 1986. "Concrete. Structure, Properties and Materials" (113-178). Ed. Prentice Hall.

## BIBLIOGRAFIA

---

**MEJLBRO, L.** 1996, The Complete Solution of Fick's Second Law of Diffusion with Time- Dependent Diffusion Coefficient and Surface Concentration. In: Durability of Concrete in Saline Environment. Proceedings. P. Sandberg (Ed.) Lund, May p. 127-158.

**MELCHERS, R. E.**, 1987, Structural Reliability: Analysis and Prediction. Ed. John Wiley & Sons. 1987. 400p.

**MENDOZA-RANGEL, J. M. y CASTRO-BORGES, P.**, 2009, Validez de los conceptos y modelos vigentes de vida de servicio de estructuras de hormigón ante los efectos del cambio climático global. Situación actual, "Materiales de Construcción" Vol. 59, 296, 117-124, ISSN: 0465-2746

**METHA, P.K., and MONTEIRO, P.J.M.** 2005: Concrete. New York: McGraw-Hill Professional.

**MODEL CODE 2010**, 2010, fib, CEB-FIP, fédération internationale du béton (**fib**), Volumen 1 y 2.

**MOHAMMAD SHEKARCHI**, 2009, "Concrete durability issues in the persian gulf", CBM-CI International Workshop, Karachi, Pakistan

**MOHAMMED, T.U. and HAMADA, H.** 2003. Relationship between free chloride and total chloride contents in concrete. Cement and Concrete Research, Vol. 33,

**MOHAMMED, T.U., HAMADA, H. and YAMAJI, T.** 2004 Concrete after 30 year of exposure - Part II: chloride ingress and corrosion of steel bars. ACI Materials Journal, Vol. 101, N° 1, January-February, 13-18.

**MOHAMMED, T.U. and HAMADA, H.** 2006. Corrosion of Steel Bars in Cracked Concrete: Very Beginning to the Early Age to Exposure. 8th International Conference on Recent Advances in Concrete Technology. SP-237-7. Vol.235, pp.103- 123

**MOLINA O**, 2008, " Las cenizas volantes como sustitutivo parcial del cemento pórtland en la durabilidad del hormigón", UPM,

**MONTEIRO, P. J. M. and MEHTA, P. K.** 1986 .Interaction Between Carbonate Rock and Cement Paste. Cern. Concr. Res., Vol. 16.

**MORAGUES, A. et al.** 1988 Equilibria of the Chemical Composition of the Pore Concrete. Part II: Calculation of the Equilibria Constants of the Synthetic Solutions. Cern. Concr. Res., Vol. 18. (1988). pp. 342-350.

**MORENO FERNÁNDEZ, E.**, 2008 Tesis, "Corrosión de armaduras en estructuras de hormigón: Estudio Experimental de la variación de la ductilidad en armaduras corroídas aplicando el criterio de acero equivalente", Madrid, U. Carlos III.

**MORINAGA S.**, 1990, . Prediction of service Lives of reinforced concrete buildings based on the corrosion rate of reinforcing steel. Proceedings 5<sup>th</sup>. International Conferencie - Durability of Building materials and Components, Brighton, Reino Unido, pp 5 - 16.

**MOSQUERA REY E.**, 1993, Estados Límite de Fisuración controlada y Deformación, ISBN. 84-600-8660-7

**MOSQUERA REY E.**, 2011, Patología y Administración, COAATIAC. De Plano nº 21, pag. 4 a 17

**MOSQUERA REY E.**, 2011, Corrosión en hormigón armado por cloruros, COAATIAC. De Plano nº 20, pag. 4 a 16

## BIBLIOGRAFIA

---

- MOSQUERA REY E.**, 2009, Aplicadores ó interpretadores de normas- EHE-08, COAATIAC. De Plano nº 17, pag. 8 a 9
- NARASIMHAN and FABER, M. H.** 2009, Principles, System Representation & Risk Criteria, JCSS Joint Committee on Structural Safety.
- NEVILLE, A.M.** 1995 "Properties of concrete". Longman, England,
- NEVILLE, A.M.** 1999: "Properties of Concrete". London: Pearson Education Limited
- NISCHER, P.** 1986 The quality of the concrete texture. Betonwerk + Fertigteil + tech., 149 6., Pp. 363-368.
- NOVAK, P., MALA, R. and JOSKA, L.** 2001. "Influence of pre-rusting on steel corrosion in concrete". Cement and Concrete Research,
- NYAME, B.K. and ILÍSTON, E.** 1981 Relationships between permeability and pore structure of hardened cement paste. Mag. Concr. Res., Vol. 33,nº 116. (Septiembre, 1981). Pp. 139—146.
- NYIRI, et al.**, 2009, "Transboundary air pollution by main pollutants (S, N, O<sub>3</sub>) and PM Spain", Norwegian Meteorological Institute
- OLIVEIRA ANDRADE.** 2001 "Contribuição à previsão da vida útil das estruturas de concreto armado atacadas pela corrosão de armaduras: iniciação por cloretos". Porto Alegre.
- OTERO. E** 1997. "Corrosión y degradación de materiales", Ed. Síntesis, S.A. Madrid, cap.I, pp.17-30
- PAGE, O. L.; LAMBERT, P. and VASSIE, P. XL W.**1991 Investigations of reinforcement corrosion, 1: The poro electrolyte phas chloride—contaminated concrete. Materials & Structures, 24. Pp. 243—252. Referenciado por Sanjuan B.
- PAGE, O.L. SHORT, N.R. and EI -TERRAS, A.** (1981) Diffusion of chloride ions in hardened cement pastes, Cement and concrete Research vol 11, nº 3m pp. 395 - 406
- PAGE, O. L. and VENNESLAND, O.** 1983 Pore solution composition and chloride binding capacity of silica-fumo cement pastes. Materials and Structures, Vol. 16, 142 91. pp. 19—25. Referenciado por Sanjuan B.
- PAPADAKIS, Y. G.; VAYENAS, O. G. and FARDIS, M. N.** 1989 A reaction engineering approach to the problem of concrete carbonation. AIChE Journal, Vol. 35, 142 10. Pp. 1639—1648.
- PAPADAKIS, V. G., et al.** (1996) Mathematical modelling of chloride effect on concrete durability and protection measures Proc. International Conference in the service of Mankind. Dundee, R. Unido pp 165 - 174.
- PARK ; BAE, S.H. and YU, K.G** , 2008, Factors influencing the service life of concrete structures exposed to coastal environment, The 3rd ACF International Conference
- PARROTT, L.** 1991. CEN TC 104fW61/TGL/ Panel 1. Paper 142 20.
- PARROTT, L. J.** 1992. Influence of environmental parameters upon permeability. En "Permeability of concrete as a criterion of its permeability: (4.2)." RI LEM TO 116. (1992).
- PATEL, R. G.et al.** 1985 Gradients of microstructure and diffusion prooporties in cement paste caused by drying. Cem. Concr. Res., Vol. 15. p. 343.

## BIBLIOGRAFIA

---

- PAULSSON-TRALLA, J. and SILFWERBRAND, J.** 2002. "Estimation of chloride ingress in uncracked and cracked concrete using measured surface concentrations". *ACI Materials Journal*, Vol. 99, N° 1, January-February, 27-36.
- PEÑA, D** 2002 *Regresión y diseño de experimentos*. Alianza Editorial. Ciencias Sociales.
- PEREZ VALCARCEL J. B.**, 2008, *Introducción a las estructuras de hormigón armado*, ISBN. 978- 84-96474-87-1
- PEREPÉREZ VENTURA B.**, 2004 "Temperatura, madurez y resistencia del hormigón", Intemac
- PEREPÉREZ, B.; BARBERÁ, E. y ANDRADE, C.** 1987, *La Agressividad Ambiental y la Durabilidad de las Estructuras de Hormigón*. *Informes de la Construcción*. v. 38, n°, 388. p. 17-24.
- PETTERSSON, K.** Corrosion threshold value and corrosion rate in reinforced concrete. CBI report 2:92, Swedish Cement and Concrete Research Institute, Estocolmo.
- PETTERSSON, K., JORGENSEN, O. and FIDJESTOL, P.** 1996. "The effect of cracks on reinforcement corrosion in high-performance concrete in a marine environment." SP 163-8.
- PILLAI, R.G. y TREJO, D.** 2005 Surface Condition Effects on Critical Chloride Threshold of Steel Reinforcement. *ACI Materials Journal*, Vol. 102, N° 2
- PINEDA C, ZETOLA V**, 2003, "Recomendaciones de durabilidad en hormigón" MRA Asesoría Técnica
- PODOLNY, W., Jr.** 1992, Corrosion of Prestressing Steels and Its Mitigation, *PCI Journal*, V.37, No. 5, pp.34-55; September-October 1992.
- POLDER, R.** 1998, COST 521 "Corrosion of steel in reinforced concrete structures"
- POLDER, R.; PEELLEN, W.** 2007, Use of advanced corrosion monitoring for risk based management of concrete structures *HERON* Vol. 52 No. 4
- POURBAIX M.** 1976 "Atlas of Electrochemical Equilibrium in aqueous Solutions ". Pergamon Press Ltd.
- POWERS, T. C.; et al.** 1954 Permeability of portland cement paste. *ACI Journal, Proceedings*, Vol. 51, 142 3. (Noviembre, 1954). Pp. 285—298. Referenciado por Sanjuan B.
- PREZZI, M.** 1995 "Analysis of the Mechanisms of Concrete Deterioration". PhD Thesis. University of California at Berkeley. California.
- PRUCKNER, F.** 2001, Corrosion and protection of reinforcement in concrete measurements and interpretation, University of Vienna, Faculty of Natural Sciences and Mathematics, Doctoral Thesis.
- PRUNE 83.994**, 2008, "Durabilidad del hormigón, Estrategia de comprobación de la durabilidad en multinivel"
- QIANG Y.**, 2009, "Effect of temperature on transport of chloride ions in concrete", Taylor & Francis Group, London, ISBN 978-0-415-46850-3
- RACKWITZ, R.**, 1997 Accuracy of COMREL approach and Importance Sampling Update for Rectangular Wave Renewal Processes, RCP-GmbH, Technical Note, October, 1997

## BIBLIOGRAFIA

---

**RACKWITZ, R.** 2008, Document #4 The Philosophy Behind the Life Quality Index and Empirical Verification, JCSS Joint Committee of Structural Safety

**RACKWITZ, R.** 2008, Document #5 Optimization with a LQI Acceptance Criterion, JCSS Joint Committee of Structural Safety

**RCP, RELIABILITY CONSULTING PROGRAMMS (1999)** STRUREL, COMREL, SYSREL, Software comercial para el cálculo de probabilidades de fallo mediante métodos de fiabilidad

**REGOURD, M.** Physico—chemical studies of cement pastes, mortars and concretes exposed to sea water. Performance of concrete in marine environment, ACI SP—65, Detroit. (1980).

**REGULAMENTO DE ESTRUTURAS DE BETAO ARMADO E PRE-ESFORCADO.** República Portuguesa, 1990

**RILEM.** Corrosion of steel in concrete. Report of the Technical Committee 60- CSC.

**RILEM TC 116 PCD,** 1995 State-of-the-Art Report: Performance Criteria for Concrete Durability

**RILEM TC 146 TCF,** 1997 State-of-the-art Report: Penetration and Permeability of Concrete: Barriers to organic and contaminating liquids

**RILEM TC 205 DSC,** 2007 State-of-the-art Report: Durability of self-compacting concrete.

**RILEM,** 2000, International Workshop on Measurement and Interpretation of corrosion rate (MSEI NA).

**RODRÍGUEZ, J., y otros.** 2001. "Manual de evaluación de estructuras afectadas por la corrosión de armaduras". Instituto Eduardo Torroja de la Construcción, Geotecnia y Cimientos S. A. pp.13-15.

**RODRIGUEZ GARCIA. F,** 2001, " Durabilidad en las estructuras de hormigón en edificación" ACHE-ETSMA, 28 de mayo.

**RODRIGUEZ GARCIA. F,** 1998, "Actualización de la estrategia preventiva en la reglamentación española sobre el hormigón" Curso IECA- Valencia .

**ROSENBLATT M.** (1952) "Remarks on a Multivariate Transformation", Ann. Math. Stat. 23, pp. 470 - 472.

**ROSTAM, S.,** 2008, International perspective: Extending the service lives of bridges, PCI Journal January-February

**ROSTAM S.** 2006, Guide for the use of stainless steel reinforcement in concrete structures, (NonCor), ISBN. 82-536-0926-4

**ROSTAM S.,** 2006, "Vida útil de las estructuras de hormigón", Intemac, 2006

**ROSTAM S.,** "Tecnología moderna de durabilidad", Intemac, 1991

**RUBISTEIN R.Y.** (1981) "Simulation and Monte Carlo Method", Wiley New York.

**ROY, D. M.; KUMAR, A. and RHODES, J. P.** 1986 Diffusion of Chloride and Cesium ions in portland cement pastes and mortars containing blast furnace slag and fly ash. 2nd Int'l. Conference on the Use of Fly Ash, Silica Fume, Slag and Natural Pozzolans in Concrete, ACI SP—91, Madrid. pp. 1423—1444.

**SAETTA, A.V., SCOTTA, R.V. and VITALIANI, R.V.** 1993, Analysis of Chloride Diffusion into Partially Saturated Concrete, ACI Materials Journal, 90, pp.441-451,

## BIBLIOGRAFIA

---

- SAGÜÉS, A.A. and KRANC, S.C.** 2001. Corrosion forecasting for 75-year durability design of reinforced concrete. Florida, EEUU. Final Report to Florida Department of Transportation. University of South Florida.ç
- SÁNCHEZ SELLERO C.** 2009 Modelos de Regresión, Programa Oficial de Postgrado en Estadística e Investigación Operativa de UDC curso 2009/10
- SANDBERG, P.** 1998. Chloride initiated reinforcement corrosion in marine concrete. Report TVBM-1015. Lund, Suecia: Lund Institute of Technology, Division of Building Materials.
- SANJUÁN BARBUDO, M.A.** 1992 Cálculo del período de iniciación de la corrosión de la armadura del hormigón. Tesis doctoral. Facultad de Ciencias Químicas, Universidad Complutense de Madrid. Madrid.
- SCHIESSL, P.** 2005, New approach to service life design of concrete structure, asian journal of civil engineering (building and housing) vol. 6, no. 5 pages 393-407
- SCHNEIDER, J.** "Introduction to safety and reliability of structures", IABSE-AIPC-IVBH, ISBN-3-85748-093-9, Switzerland. Ed. 2006
- SCHUBERT, M. and FABER, M.H.** 2009, Examples on the Application of the LQI Criterion, JCSS Joint Committee on Structural Safety
- SCHUEREMANS, L.**, 2006, Deterioration in quay-wall structures and effect of hydrophobic treatment, International Forum on Engineering Decision Making Second IFED Forum, April 26-29, Lake Louise, Canada
- SCRIVENER, K. L. and BENTUR, A.** 1988. Quantitative characterization of the transition zone in high strength concretes. Adv. Cem. Res., Vol. 1, nº 4. Pp. 230—237. Referenciado por Sanjuan B
- SCRIVENER, K. L. and GARTNER, E. M.** 1988 Microstructural gradients in cement paste around aggregate in partidos. En "Bonding in cementitious composites." Recopilado por S. Mindess y S. P. Shah. Materials Research Society, Pittsburgh, U.S.A. Pp. 77—86.
- SCRIVENER, K. L. and PRATT, P. L.** 1986. Preliminary Study of the Microstructure of the Cements/Sand Bond in Mortars. En el VIII Int. Congr. de Química del Cemento, Vol. III, Finep, Río de Janeiro, Brasil.
- SEREDA, P. I.; FELDMAN, R. F. and RAMACHANDRAN,** 1980 V.S. Structure formation and development in hardened cement pastes. Proc. 7th mt. Oong. Ohem. Cern., Paris, 1, VI.
- SHAFIQ, N.** 2004. Effects of fly ash on chloride migration in concrete and calculation of cover depth required against the corrosion of embedded steel reinforcement. "Structural Concrete", Vol. 5, Nº 1, 6-7.
- SHEBL, F.A.; HELMY, F.M. and LUDWIG, U.** 1985 .Cern. Concr. Res., Vol. 15.
- SHILSTONE, J.M.** 1991. The Water-Cemont Ratio-Which one and where Do we Go? Concrete International. p. 64. Referenciado por Sanjuan B.
- SIEMES, T. and POLDER, R.,** 1998, "Design of concrete structures for durability", HERON, Vol. 43, No. 4 | ISSN 0046-7316
- SILVA, T.** 1998, Predicción de la Vida Útil de Forjados Unidireccionales de Hormigón Mediante Modelos Matemáticos de Deterioro. Tesis Doctoral. Universitat Politècnica de Catalunya. ETSCCP. Barcelona, 290p
- SINTEF,** 2008, Modelling of reinforcement corrosion in concrete - State of the art, ISBN 978-82-536-1081-8 (pdf).



## BIBLIOGRAFIA

---

- SITTER W. R.** 1982. Werenkening van der levensduur van gewapend betón met hey op corroise van de wapening. Report HBG Hollandshe Betón Groep N° S 387. Holanda.
- SONG, G. and SHAYAN, A.** 1998. Corrosion of steel in concrete: causes, detection and prediction. State-of-the-art review. ARRB Transport Research Ltd., Review Report 4.
- SORIA, L.** 2004. "Metodi per l'analisi dell'affidabilità strutturale di ponti in c.a. e c.a.p.", Università degli studi di l'aquila.
- SPIESZ and H.J.H. BROUWERS,** 2010, Analysis of the theoretical model of the Rapid Chloride Migration test, Eindhoven University of Technology, P.O. Box 513, 5600 MB Eindhoven, the Netherlands
- STEWART M. G.** 2000. Reliability Based optimisation of concrete durability design specification and repair strategies. International RILEM Workshop on Life Prediction and Ageing management of concrete structures. Carnes. Francia.
- TANG L NILSSON L. O.** ,1995. A numérical method for prediction of chloride penetration into concrete structures Jennings H editor Proceedings of the NATO/RILEM Workshop on the modelling of microstrucutre and its potential for sudyng tmasport and durability. Published by Kulwer Academic Publisher
- TANG, L.** ,1995. Chloride transport in concrete, Proceedings of the RILEM International workshop on chloride penetration into concrete, (St. Remy. Franca).
- TAYLOR, H.F.W.** 1990. Cement Chemistry. Academic Press, San Diego, U.S.A
- THE CONCRETE SOCIETY** 1995. The relevance of cracking in concrete to corrosion of reinforcement. Technical Report n° 44. Slough, Inglaterra
- THOMAS, M.D.A. and MATTHEWS, J.D.** 1996. Chloride penetration and reinforcement corrosion in fly ash concrete exposed to a marine environment. SP 163-15. Ref. 3.
- TIKALSKY, P.** 2003. Chapter 20 Durability and Performance-Based design using SBRA. In MAREK, et. al., (2003).
- TORROJA. E. y PÁEZ A.** ,1957. La determinación del coeficiente de seguridad de las distintas obras. Instituto de la construcción y del cemento. Madrid.
- TOURNEY, P and BERKE, N.** 1993: "Concrete Internacional".
- TRITTHART, J.** 1990. VTI rapport 352A. Pp. 131—141. Referenciado por Sanjuan B.
- TUUTTI, K.** 1982. "Corrosion of Steel in Concrete". Stockholm: Swedish Cement and Concrete Research Institute.
- TUUTTI, K.** 1983 "Analysis of poro solution squeezed out of cement paste and mortar". Internationales Kolloquim "Chlorid Korrosion", Mitteilungen aus dem Forschungsinstitut des Vereins der Osterreichischen Zementfabrikanten, Heft 36, Viena.
- UCHIKAWA, E.** 1988 Similarities and discrepancies of hardened coment paste, mortar and concrete from the standpoints of composition and structure. En "Advancos in cement manufacturo and use." Recopilado por Gartner. Pp. 270-294.

## BIBLIOGRAFIA

---

**UCHIKAWA, FI.** 1986 Effect of blending components on hydration and structure formation. Eth International Congress on the Chemistry of Cements, Vol. 1, Rio de Janeiro. (Septiembre, 1986). Pp. 250—282. Referenciado por Sanjuan B.

**UNE-7178,** Determinación de los cloruros contenidos en el agua utilizada para la fabricación de morteros y hormigones, AENOR.

**UNE 83966,** 2008, Acondicionamiento de probetas de hormigón para ensayos de permeabilidad a gases y capilaridad, AENOR.

**UNE 83981,** 2008, Determinación de la permeabilidad al oxígeno en hormigón endurecido. AENOR.

**UNE 83982,** 2008, Determinación de la absorción de agua por capilaridad en el hormigón endurecido. M. Fagerlund. AENOR

**UNE 83987,** 2009, Determinación de los coeficientes de difusión de los iones cloruro en el hormigón endurecido. Metodo multirregimen. AENOR

**UNE 83988-2,** 2008, Determinación de la resistividad eléctrica, M. Wenner. AENOR

**UNE 112-010-94,** 1994, Determinación de cloruros en hormigones endurecidos y en servicio, AENOR

**UNE 112083,** 2010, Medición del potencial de corrosión libre en estructuras de hormigón armado. AENOR

**UNE-EN 206-1,** 2008, Hormigón, Parte 1: Especificaciones, prestaciones, producción y conformidad. AENOR

**UNE-EN 1990,** 2010, Eurocódigos, Bases de cálculo de estructuras. AENOR

**UNE-EN 1992-1-1,** 2010, Eurocódigo 2: Proyecto de estructuras de hormigón. Parte 1-1: Reglas generales y para la edificación. AENOR

**UNE-EN-14629,** 2007, Determinación de cloruros en hormigones endurecidos. AENOR

**VAN DER TOORN, A.** ,1992,.The Maintenance of Civil Engineering Structures. Heron. v. 39, nº 4. p. 3-34

**VAYSBURD, A.M. and EMMONS, P.H.** 2000. "How to make today's repairs durable for tomorrow - corrosion protection in concrete repair". Construction and Building Materials.

**VILAR FERNÁNDEZ, J. A.** 2009. Diseño y análisis de experimentos, Programa Oficial de Postgrado en Estadística e Investigación Operativa de UDC curso 2009/10

**VILLAGRÁN Z.,** 2009, "Ingreso de cloruro en hormigones con cemento pórtland compuesto. Influencias del tiempo y de la capacidad de fijación". Universidad Nacional del Centro de la Provincia de Buenos Aires.

**VROUWENVELDER, T.** 2002. "Reliability Based Code calibration". The use of the JCSS Probabilistic Model Code., march 21/22 ed. Joint Committee of Structural Safety Workshop on Code Calibration, Zurich, 2002

**WATANABE, K. et al.** 2001, Chloride Penetration into Concrete Specimens Exposed in Marine Environment. In: Third International Conference on Concrete Under Severe Conditions. Banthia, Sakai, Gjorv (Eds.). Proceedings. University of British Columbia, Vancouver. p. 538-545.

**WALLBANK, E. J.** 1989, "The performance of concrete bridges: a survey of 200 highway bridges HMSO", London.

## BIBLIOGRAFIA

---

**WINSLOW, D. and LIU, U.** 1990. The poro structure of paste in concrete. Oement and Concrete Research, Vol. 20. PP. 227—235.

**YING, LY,** 2007, "Service life prediction and repair of concrete structures with spatial variability", HERON Vol. 52 No. 4

**YING, LY y HASKONING, R.** "Service life prediction and repair of concrete structures with spatial variability" , China, Delft University of Technology, Delft, The Netherlands

**YONG-KYUN L. and DAE-SIK H.** 2008. A study on the techniques of estimating the probability of failure. Journal of the chungcheong mathematical society Volume 21, No. 4, December 2008

**YOUPING L,** 1996, Tesis doctoral," Modeling the Time-to-Corrosion Cracking of the Cover Concrete in Chloride Contaminated Reinforced Concrete Structures", Faculty of the Virginia Polytechnic Institute and State University.

**YUAN, Q.** 2009, "Effect of temperature on transport of chloride ions in concrete", Taylor & Francis Group, London, I SBN 978-0-415-46850-3

**YUNPING XI,** 2004, "Performance evaluation of various corrosion protection systems of bridges in Colorado", Colorado Department of Transportation 4201 E. Arkansas Ave Denver, Colorado 80222.

**ZHANG, T. and GJORV, O.E.** 2005. Effect of Chloride Source Concentration on Chloride Diffusivity in Concrete. ACI Materials Journal, Vol. 102, N° 5, september-October, 295-298.



## ENSAYO NT-BUILD-492