



ISSN 0188-7297



---

---

# DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO CON CRITERIOS DE DURABILIDAD

Andrés A. Torres Acosta  
Miguel Martínez Madrid

Publicación Técnica No. 181  
Sanfandila, Qro, 2001

---

**SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES  
INSTITUTO MEXICANO DEL TRANSPORTE**

**Diseño de Estructuras de Concreto  
con Criterios de Durabilidad**

**Publicación Técnica No. 181  
Sanfandila, Qro. 2001**

---

Este documento fue elaborado en la Coordinación de Equipamiento para el Transporte del Instituto Mexicano del Transporte, por Andrés Antonio Torres Acosta y Miguel Martínez Madrid.

<b>Resumen</b>	<b>VI</b>
<b>Abstract</b>	<b>VII</b>
<b>Resumen Ejecutivo</b>	<b>VIII</b>
<b>1 Introducción</b>	<b>1</b>
1.1 Antecedentes Generales	1
1.2 Planteamiento del Problema	2
1.3 Conceptos Básicos de Durabilidad	4
1.3.1 Funcionalidad y Durabilidad	4
1.3.2 Degradación	4
1.3.3 Vida Util	4
1.3.4 Vida Residual	6
1.3.5 Estado Límite de Servicio (ELS) y Estado Límite Ultimo (ELU)	6
1.3.6 Probabilidad de Falla	8
1.4 Métodos más Comunes para el Diseño por Durabilidad	8
1.4.1 Teoría de Probabilidad de Falla	9
1.4.2 Métodos Integrales de Diseño (Durabilidad + Cargas)	11
1.5 Modelos de Durabilidad Propuestos en la Literatura	14
<b>2 Modelo de Durabilidad Propuesto: Periodo de Iniciación (<math>T_1</math>)</b>	<b>17</b>
2.1 Antecedentes	17
2.2 Modelo de Transporte de Masa dentro del Concreto	17
2.3 Concentración Crítica a la Profundidad de la Armadura ( $C_{CRIT}$ )	18
2.4 Concentración en la Superficie ( $C_S$ )	19
2.5 Coeficiente Efectivo de Difusión de Cloruros en el Concreto ( $D_{EF}$ )	21

---

---

<b>3 Modelo de Durabilidad Propuesto: Periodo de Propagación (<math>T_2</math>)</b>	<b>27</b>
3.1 Antecedentes	27
3.2 Mecanismo de Deterioro	27
3.3 Determinación de la Cantidad de Corrosión Necesaria para Agrietar el Recubrimiento de Concreto ( $x_{CRIT}$ )	28
3.4 Efecto de la Velocidad de Corrosión ( $i_{CORR}$ )	30
3.5 Valores Estimados de $i_{CORR}$ para ser Usados en el Diseño por Durabilidad	32
<b>4 Ejemplo de Diseño Integral (Durabilidad y Cargas)</b>	<b>36</b>
4.1 Procedimiento General para el Diseño por Durabilidad	36
4.1.1 Especificación del Estado Límite de Diseño	37
4.1.2 Análisis de los Efectos del Ambiente en que la Estructura se Pondrá en Servicio	37
4.1.3 Identificación del Mecanismo de Degradación	37
4.1.4 Identificación de los Requerimientos Mínimos Según Códigos de Diseño	38
4.1.5 Determinación de los Parámetros de Durabilidad	38
4.2 Memoria del Diseño Integral de un Elemento Estructural de Concreto por Durabilidad	39
<b>5 Vida Remanente de Estructuras de Concreto en Ambiente Marino</b>	<b>44</b>
5.1 Planteamiento del Problema	44
5.2 Relación Empírica entre Capacidad de Carga y Corrosión	46

---

5.3 Relación Empírica entre Pérdida de Sección de la Armadura y Agrietamiento por Corrosión	53
5.3.1 Procedimiento Experimental	53
5.3.2 Resultados y Discusión	58
5.4 Relación Empírica entre $x_{\text{PROM}}$ y Profundidad Máxima de Picadura	59
<b>6 Sumario</b>	<b>63</b>
<b>Referencias</b>	<b>65</b>
<b>Anexos</b>	<b>71</b>



El fundamento técnico de esta publicación está basado en incluir el variable tiempo en los métodos de diseño mecánico de estructuras de concreto presentando un ejemplo de diseño por durabilidad de estructuras de concreto. El propósito de esta publicación es básicamente el reunir los conocimientos de investigaciones en durabilidad de materiales publicado a la fecha y transferirlos para desarrollar un 'modelo de durabilidad' al diseño estructural de concreto.

El ejemplo que se presenta, aunque pequeño en dimensiones y cargas, detalla paso-a-paso la metodología para el diseño integral por durabilidad y cargas mecánicas. Se puede observar que el diseño por durabilidad rige sobre el diseño mecánico, ya que el elemento fue 'sobre-dimensionado' para evitar la formación de grietas y deformaciones excesivas. Es muy probable que en otras estructuras más complejas, como por ejemplo puentes, el diseño mecánico rija en lugar del diseño por durabilidad, ya que las cargas y dimensiones son, en gran medida, mayores a las del ejemplo presentado.

Mucha investigación hace falta para llegar a un nivel de conocimiento suficiente que puedan incluir al diseño por durabilidad en alguno de los reglamentos de diseño estructural como el americano ACI o el europeo CEB. A pesar de ello el conocimiento aportado por la sociedad científica en nuestro tiempo ha ayudado en gran medida para la generación de ayudas de diseño que en un futuro no muy lejano servirán para la creación de dicho código de diseño integral por durabilidad y cargas.

---





This work includes the time-variable in the design methods for reinforced concrete, presenting an example of how to design by durability a reinforced concrete element. The purpose of this work is basically to sintetize the recent investigations related to durability models for concrete to generate a 'durability-based model' to the structural design methodology.

The design example presented, although small in magnitude (dimensions and loads), includes the step-by-step methodology for the full durability and mechanical design of a reinforced concrete element (a beam). The example presented showed that the durability design prevailed over the structural design due to the fact that the element was designed to avoid the formation of surface cracks and excessive deformations due to loads. Is quite probable that in other more important (in loads and dimensions) structural elements, the structural design may prevail over the durability design, since the loads and dimensions proposed in this example were quite low.

A more reliable knowledge on durability of concrete to be included as part of the regular structural design standard (ACI and CEB (European) codes) is still needed. The research experience gathered at the present helped to the preparation of this first work to include durability concepts to a regular design of a concrete beam. With the continuing contributions in the scientific literature regarding these durability issues, a more reliable information will be generated, in no-so-far future new codes, which will include the environment-related materials design.

---

## Resumen Ejecutivo

---

El Concreto es el material de construcción más utilizado en las sociedades industrializadas. Sus prestaciones mecánicas y la poca necesidad de mantenimiento le han hecho el material más competitivo de entre todos los posibles. Sin embargo, en ambientes muy agresivos, su durabilidad se acorta debido a la corrosión de la armadura de acero.

El propósito de este trabajo es básicamente el reunir los conocimientos de investigaciones recientes en durabilidad del concreto en ambiente marino y transferir esta información para incluir un 'modelo de durabilidad' al diseño estructural del elemento de concreto. El ejemplo que se presenta, aunque pequeño en dimensiones, expone paso-a-paso la metodología para el diseño de un elemento estructural por durabilidad.

Este trabajo se divide en **seis** capítulos. Primero se presenta una breve introducción de los modelos más comunes encontrados en la literatura, las definiciones de la terminología más usada en durabilidad, así como la metodología para el diseño de elementos de concreto con criterios de durabilidad. El segundo capítulo detalla, en base a los conocimientos que a la fecha se presentan en la literatura internacional, una ecuación empírica para proyectar el periodo de iniciación de la corrosión ( $T_1$ ) de una estructura de concreto expuesta a un ambiente marino. En la tercera parte se muestra el modelo empírico para determinar la duración del periodo de propagación de la corrosión ( $T_2$ ) del modelo de durabilidad propuesto. El cuarto capítulo expone el procedimiento para el diseño integral (acciones mecánicas y durabilidad) de un elemento estructural (viga isostática); y por último, en las secciones quinta y sexta se lista el sumario, las referencias. El anexo con el diseño integral completo, es presentado al final de este reporte.

## 1.1 Antecedentes Generales

En los últimos veinte años el término “durabilidad” se ha estado escuchando con más frecuencia en la rama de la ingeniería civil. Países industrializados como los EEUU y algunos en Europa (España, Francia, Gran Bretaña, etc.), al igual que Japón, han tomado a la durabilidad como un tema de gran importancia, invirtiendo sumas millonarias en estudios de investigación específicos.

Hace poco tiempo, aproximadamente una década, estos países han estado intentando incluir en sus códigos de diseño recomendaciones básicas [1,2] para obtener un mejor uso de los materiales y así poder fabricar estructuras más durables. El principio fundamental de estas recomendaciones ha sido proporcionar las bases para el diseño por durabilidad de estructuras bajo condiciones ambientales diversas. Aunque innovadoras en su época, estas recomendaciones no contemplan la determinación directa de la durabilidad, sino proporcionan las reglas de ‘que se debe y no hacerse’ para obtener estructuras durables a diversos agentes externos.

En Latinoamérica un esfuerzo similar se realizó en el año 1997 al presentarse el reporte de la Red Temática DURAR [3], en el cual se presentaron algunos conceptos básicos sobre evaluación, mantenimiento, reparación y/o rehabilitación de obras de concreto armado dañadas principalmente por corrosión de la armadura (barras de refuerzo).

No es hasta el año 1996 cuando en el reporte técnico 130-CSL de la RILEM [4], “Durability Design of Concrete Structures,” se propuso una metodología más completa sobre el tema de diseño por durabilidad. Este reporte (único en su

género), se enfocó principalmente a asociar, por un lado, el diseño estructural por carga última y revisar las dimensiones diseñadas por durabilidad. Este reporte estipula que: “Las estructuras deben de ser diseñadas de tal manera que su nivel mínimo de confiabilidad se asegure durante la vida útil propuesta, a pesar de degradaciones y envejecimiento de los materiales.” Una oración que al juicio del presente autor podría definir exactamente al concepto de durabilidad.

Es de primordial importancia cambiar la mentalidad del ingeniero (en particular del ingeniero civil) con relación al diseño de una estructura, o elemento estructural: es necesario el diseño por cargas y por durabilidad conjuntamente para generar estructuras con una relación de costo/beneficio rentable. Este trabajo presenta la metodología para el diseño por durabilidad de estructuras de concreto expuestas a un ambiente marino. Se pretende que este trabajo sirva también para iniciar al ingeniero civil o estructurista en el ‘arte’ de selección de un concreto (o propiedades de la mezcla del concreto) y obtener así un elemento estructural cuya vida útil se maximice.

## **1.2 Planteamiento del Problema**

Las estructuras de concreto son regularmente consideradas como estructuras durables con un bajo costo de mantenimiento. Sin embargo, en las últimas tres décadas, se ha observado un incremento en agrietamientos y delaminaciones de elementos de concreto relacionados con la corrosión de la armadura de acero en el ámbito mundial.

La interacción del concreto para con el acero de refuerzo (o pre-esfuerzo) se basa en que el concreto provee al refuerzo una protección tanto química como física en contra de la corrosión. La protección química se debe a la alcalinidad

del concreto, la cual produce una capa de óxido (del orden de un par de nanómetros) en la superficie del acero impidiendo que el acero continúe corroyéndose. A este

fenómeno se le denomina pasividad [5], ya que la capa de óxido evita la propagación de la corrosión del acero. Esta alcalinidad del concreto, es debida principalmente al hidróxido de calcio (CH) que se forma durante la hidratación de los silicatos ( $C_2S$ ,  $C_3S$ ,  $C_3A$ ,  $C_4AF$ ) del cemento y a los álcalis (sodio y potasio), que pueden estar incorporados como sulfatos en el clinker [6]. Estas sustancias sitúan el pH de la fase acuosa contenida en los poros del concreto en valores entre 12,6 y 14 [7], es decir, en el extremo más alcalino de la escala de pH. El concreto también funciona como una capa física protectora en contra de los agentes ambientales (oxígeno, agua, cloruros, dióxido de carbono) que puedan despasivar al acero e iniciar su corrosión.

Sin embargo en un ambiente marino, los iones cloruro del agua de mar se acumulan en la superficie del concreto y lentamente se transportan a través del recubrimiento de concreto hasta llegar a la armadura. Cuando la concentración de los iones cloruro en la superficie del acero de las armaduras alcanza valores que exceden un nivel crítico (denominado  $C_{CRIT}$  en este reporte), la protección de la armadura corre el peligro de desaparecer y la corrosión puede desencadenarse.

Cuando el acero embebido en concreto se corroe, se reduce la sección de la barra de refuerzo de acero, ya que el fierro contenido en el acero reacciona con el oxígeno presente y se forma una capa de productos de corrosión (óxido o hidróxido de fierro) en el perímetro de la barra. El volumen ocupado por dicho óxido (o hidróxido) es mayor que el que ocupaba el acero original creando presiones contra el concreto, que rodea al acero, esto propiciando la formación de grietas y desprendimientos del concreto. Estas grietas y/o desprendimientos

del recubrimiento de concreto además de ser antiestéticas, pueden disminuir el anclaje del acero y, potencialmente, la resistencia del elemento estructural.

### 1.3 Conceptos Básicos de Durabilidad

### **1.3.1 Funcionalidad y Durabilidad**

La funcionalidad es una cantidad cuantificable que está en función de la capacidad de carga de la estructura. La funcionalidad (o capacidad de carga) se cuantificará en este estudio basándose en el tiempo que se pretende dure la estructura. Cuando el concepto tiempo entra en juego en la evaluación de la funcionalidad de una estructura, varios factores externos (o factores de degradación) resultan en un primer plano. Como la funcionalidad está íntimamente relacionada con la durabilidad de una estructura, ésta se puede definir como la habilidad de mantener la funcionalidad requerida [4].

### **1.3.2 Degradación**

El concepto de degradación es, por definición, el decremento gradual de la funcionalidad de la estructura con el tiempo [4]. Se puede cuantificar a la degradación como el inverso de la funcionalidad.

### **1.3.3 Vida Útil**

El reporte de la Red Temática DURAR [3] propone una definición clara para el concepto de vida útil de una estructura: “periodo en el que la estructura conserva los requisitos del proyecto sobre seguridad, funcionalidad y estética, sin costos inesperados de mantenimiento.” Es decir si la estructura careciera de cualquiera de estas tres propiedades (seguridad, funcionalidad y estética), ésta ya sobrepasó el periodo de su vida útil. En el diseño de estructuras por durabilidad el requerimiento de la vida útil de la estructura puede ser definido de antemano por el cliente, por lo que se le llamará vida útil de servicio,  $T_{VU}$ .

Como un ejemplo se presenta en la Figura 1.1 una fotografía tomada de la subestructura de un puente en el estado de Tamaulipas (en Tampico) la cual presenta fisuras o grietas en la superficie del concreto en una zapata. Estas grietas aparentemente fueron producidas por que las barras de refuerzo ya se encontraban

corroyéndose. El sensor mostrado en la Figura 1.1 pertenece al equipo utilizado para determinar si la varilla se encontraba en el proceso de corrosión. Si se sigue la definición “al pie de la letra” de vida útil, esta zapata puede conservar su seguridad y funcionalidad, pero no es estética por la apariencia de dicha grieta. Por lo tanto, ese elemento en particular podría haber sobrepasado su vida útil y necesitaría ser reparado.



**Figura 1.1 – Fotografía de una zapata de un puente en el estado de Tamaulipas en donde se observaron grietas producto de la corrosión del acero de refuerzo. La fotografía también muestra el sensor utilizado para determinar la velocidad de corrosión de una de las varillas afectadas por corrosión.**



### **1.3.4 Vida Residual**

“Se entiende por vida residual el tiempo a partir del momento que la estructura alcanza el anterior límite aceptable (fin de la vida útil). [3]” Este es el periodo en el que la estructura necesitaría reparación, remodelación o completa renovación para que regrese a su estado de servicio original; esto es que sea segura, funcional y estética. En pocas palabras, la etapa de vida residual es el tiempo que tiene el dueño de la estructura, o elemento estructural, para repararla antes que la degradación avance hasta el límite de posible colapso. Un ejemplo de este estado límite se presenta en la Figura 1.2, la cual fue tomada de la losa de otro puente en el estado de Michoacán (20 Km al sur de Morelia). La losa mostrada presenta desprendimiento notorio del recubrimiento, producido por la corrosión severa de la varilla de refuerzo. Por definición esta losa se encuentra más allá de su vida útil, ya que la degradación que presenta esta más allá de una simple grieta o mancha de óxido. Esta degradación inclusive puede ser suficiente para producir una falla local en ese puente. Una reparación es inminente antes de que se produzca un colapso (o falla) de la losa.

### **1.3.5 Estado Límite de Servicio (ELS) y Estado Límite Ultimo (ELU)**

Los valores mínimos de servicio (o valores máximos aceptables de degradación) son llamados los estados límites de la durabilidad de una estructura. Estos son principalmente dos: 1) estado límite de servicio (ELS) y 2) el estado límite último (ELU).

El primero (ELS) correspondería al punto en el tiempo el cual la estructura ha llegado a su vida útil, o sea, “es el estado en el cual los requerimientos de servicio de una estructura o elemento estructural (seguridad, funcionalidad y estética) ya no se cumplen. [8]” En este trabajo el ELS será el tiempo en el que la manifestación de daños externos por la formación de grietas con ancho no mayor a 0.1mm es visible.



**Figura 1.2 – Estado que presenta un puente en el estado de Michoacán en donde se aprecia el daño tan avanzado de la losa producto de la corrosión de la varilla de refuerzo.**

El ELU, en el segundo caso, es el estado en que la estructura o elemento estructural “se encuentra asociado con colapso u otra forma similar de falla estructural. [8]” En este reporte, se define al ELU como al tiempo en el cual la estructura llega a un estado de degradación inaceptable antes de que sufra un colapso inminente:  $ELU < T_{COLAPSO}$ .

La Figura 1.3 presenta el modelo de degradación que se emplea en este trabajo, la cual incluye los diferentes conceptos ya definidos. Este modelo es explicado con más detalle en los Capítulos 3 y 4.

### **1.3.6 Probabilidad de Falla**

La probabilidad de falla se podría definir como la probabilidad de exceder cierto estado límite, ya sea el ELS o el ELU [4]. El término ‘falla por durabilidad’ es usado cuando existe una falla por degradación del material en una estructura o elemento estructural, en comparación de ‘falla mecánica,’ la cual es causada por cargas mecánicas externas. Es importante notar que la falla por durabilidad podría generar una falla mecánica.

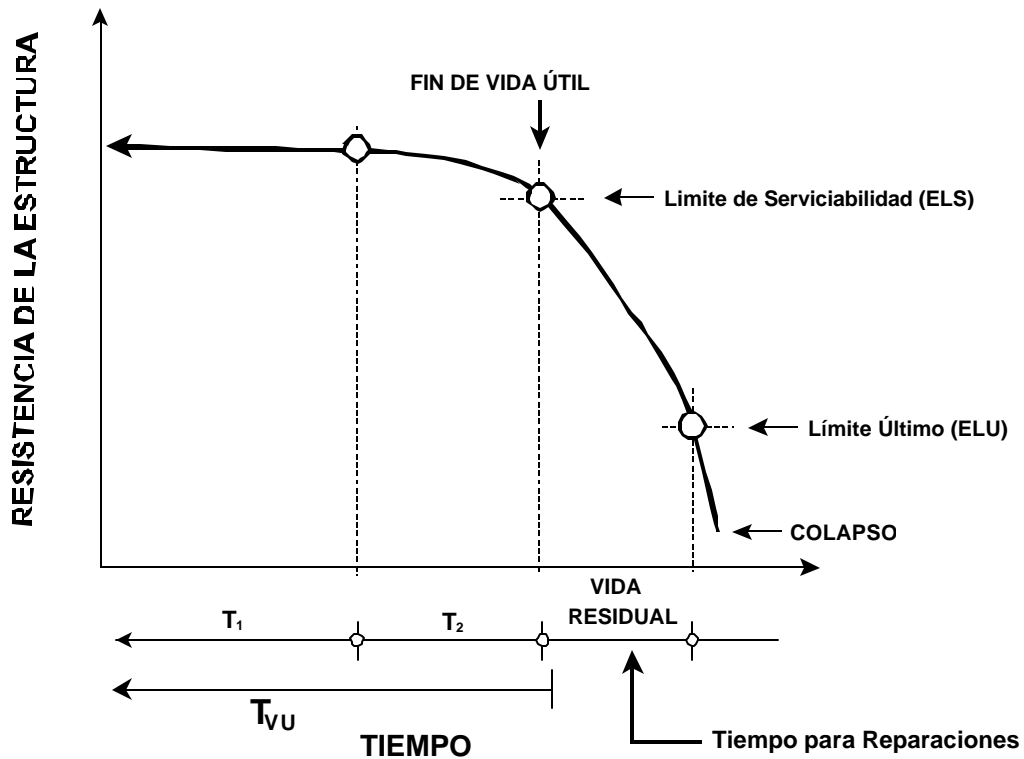


Figura 1.3 – Modelo de durabilidad propuesto en esta investigación.

#### 1.4 Métodos más Comunes para el Diseño por Durabilidad

La teoría del diseño por durabilidad está basada en la teoría de seguridad tradicionalmente usada en diseño estructural (diseño por confiabilidad

estructural). En este contexto el término seguridad de una estructura se define como la capacidad de una estructura de resistir, con un grado de certidumbre aceptable, la posibilidad de falla debido a la degradación gradual de la estructura producida por agentes agresivos del medio ambiente. Tradicionalmente la metodología del diseño por seguridad estructural ha sido exclusivamente aplicada a mecánica estructural. Un nuevo giro que se le ha dado a la teoría por seguridad estructural es la incorporación del factor tiempo dentro del diseño, permitiendo la posibilidad de incluir la degradación del concreto como una parte esencial en el diseño de la estructura. La seguridad en contra de la falla será considerada una función del tiempo, diseñando la estructura por serviciabilidad incluyendo el requerimiento de vida útil que deberá de cumplirse.

#### 1.4.1 Teoría de Probabilidad de Falla

El modelo matemático más simple que describe el evento de 'falla' involucra una variable de cargas externas,  $S$ , y una variable de resistencia del material,  $R$  [4]. Si las variables  $S$  y  $R$  son independientes del tiempo. El evento 'falla' podría expresarse de la siguiente manera [4]:

$$\{\text{falla}\} = \{ S < R \} \quad (1.1)$$

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

$$P_f = P \{ S < R \} \quad (1.2)$$

Tanto la carga externa  $S$ , como la resistencia  $R$ , pueden ser cantidades que varían con el tiempo. Por lo tanto la probabilidad de falla también varía con el

tiempo. Asumiendo que  $R(\tau)$  y  $S(\tau)$  son los valores instantáneos de la resistencia y las cargas en el momento  $\tau$ , la probabilidad de falla se podría definir como [4]:

$$P_f(\tau) = P \{ S(\tau) < R(\tau) \} \quad \text{para toda } \tau \leq t \quad (1.3)$$

La determinación de la función  $P_f(\tau)$  sería muy complejo estimarla matemáticamente. Usualmente  $R$  y  $S$  no se consideran valores instantáneos en el tiempo, tratándolas más como funciones probabilísticas que dependen del tiempo. Por esto la probabilidad de falla se expresa como [4]:

$$P_f(t) = P \{ S(t) < R(t) \} \quad (1.4)$$

La representación esquemática de la Ecuación (1.4) se aprecia en la Figura 1.5 [4]. Obsérvese cómo  $R(t)$  disminuye en el tiempo debido a degradación paulatina del material. Por otro lado,  $S(t)$  puede incrementarse con el tiempo (por ejemplo, en puentes la afluencia de vehículos puede aumentar con el tiempo). Cuando  $t \sim 0$ , las dos funciones,  $R(t)$  y  $S(t)$ , normalmente se encuentran muy separadas una de la otra, y por lo tanto la probabilidad de falla ( $P_f(t=0)$ ) es muy pequeña. Conforme el tiempo transcurre  $R(t)$  y  $S(t)$  tenderán a acercarse cada vez más formándose una área de traslape la cual iría incrementándose con el tiempo. Dicha área de traslape es  $P_f(t)$  [4].

Las funciones que definen a  $S(t)$ ,  $R(t)$  y  $P_f(t)$  tienen la propiedad de ser funciones de distribución probabilística. Para estimarlas se necesitaría conocer con exactitud los parámetros probabilísticos que les pertenecen (tipo de función (distribución normal, log-normal, exponencial, Weibull, gamma, etc.), su valor medio ( $\mu$ ), su varianza,  $\sigma^2$ , etc.). La determinación de dichas funciones está fuera del alcance

de este trabajo. Para mayor información consulte el reporte 130-CSL del RILEM [4].

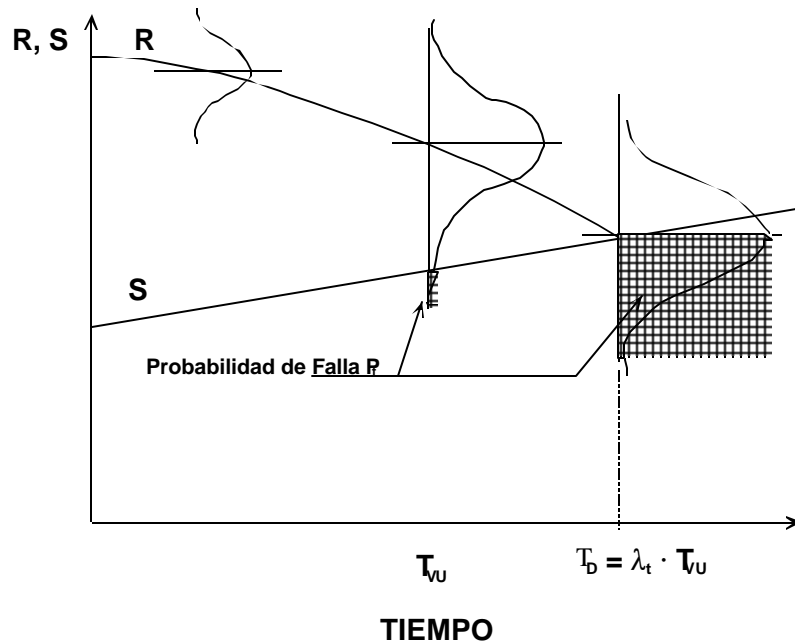


Figura 1.4 - Representación esquemática de las funciones  $R(t)$ ,  $S(t)$  y  $P_f$  en el tiempo.

#### 1.4.2 Métodos Integrales de Diseño (Durabilidad + Cargas)

Existen tres diferentes métodos para el diseño integral por durabilidad: el método determinístico, el método estocástico y el método de factores de seguridad. En el método determinístico las  $S(t)$ ,  $R(t)$  y la vida útil son considerados como cantidades únicas, estimadas directamente de fórmulas analíticas o empíricas previamente calculadas.

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

funciones, por lo que la aplicación del método estocástico sería muy compleja. Por esto es más factible el uso del método de factores de seguridad.

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

$$T_D = \lambda_t \cdot T_{VU} \quad (1.5)$$

Es con la ayuda del factor de seguridad  $\lambda_t$  que el diseño integral (estocástico) se convierte en un diseño determinístico. Las curvas en la Figura 1.4 corresponden a la situación más común en el diseño del problema de capacidad de carga de una estructura que presenta un proceso de degradación paulatina en el tiempo. La función  $S$  (cargas externas) por simplicidad se considera constante en este trabajo.

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

El diseño por durabilidad usando el método de factor de seguridad es muy similar al diseño estructural. La diferencia entre los dos es que en el diseño por durabilidad, la capacidad de carga de la estructura disminuye con el tiempo

debido a la existencia de una 'perdida' de sección del acero y del concreto que rodea al acero.

Como puede observarse en la Figura 1.4, si la estructura se diseña por durabilidad usando  $T_{VU} = T_D$  existirá la probabilidad que el 50% de las estructuras fallen al llegar a ese tiempo. Para disminuir la fracción de estructuras que fallen al llegar al tiempo  $T_{VU}$ ,  $T_D$  debe ser mayor que  $T_{VU}$ . Por ello la necesidad de determinar el factor de seguridad adecuado para que la probabilidad de falla en el tiempo  $T_{VU}$  ( $P_f(T_{VU})$ ) sea muy pequeña. Es claro que para disminuir  $P_f(T_{VU})$  se debe incrementar el factor de seguridad  $\lambda_t$ .

Existen dos principios para la estimación del factor de seguridad  $\lambda_t$  [4]:

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

El primer principio considera al factor de seguridad  $\lambda_t$  independiente de los factores de seguridad para  $R(t)$  y  $S$ . El segundo considera las interacciones de los tres factores de seguridad para  $R(t)$ ,  $S$  y  $T_{VU}$ . Por motivos de tiempo y extensión este trabajo se usa el principio de seguridad por separado. Para conocer el principio de seguridad combinada, ver la referencia del reporte técnico del RILEM [4].

El primer principio de seguridad utiliza especificaciones por separado para los requerimientos de seguridad por durabilidad y para los de seguridad por capacidad mecánica. En este trabajo (basado en el reporte técnico C130-CSL del RILEM [4]) los requerimientos de la confiabilidad para la falla por durabilidad al final del tiempo  $T_{VU}$ , se consideran similares a los de la confiabilidad para la falla mecánica a corto plazo. Los valores de  $\lambda_t$  para diferentes estados límites (ELS, o ELU), así como

$P_f(T_{VU})$  y el coeficiente de variación (definido como  $v_D = \mu(T_D)/\sigma(T_D)$ ) al tiempo  $T_D$ , se presentan en la Tabla 1.1 [4]. Los valores de  $\lambda_t$  que se utilizan en el ejemplo de diseño, se presentan en el Capítulo 4.



## **1.5 Modelos de Durabilidad Propuesto en la Literatura**

Al momento se han propuesto varios modelos 'durabilísticos' que relacionan la degradación por corrosión del acero de refuerzo (o pre-esfuerzo) en concreto, en función del tiempo. Estos se discuten brevemente a continuación.

El modelo de Tuutti [9], en el cual se basan la mayoría de los ya existentes, diferencia dos etapas:  $T_1$  y  $T_2$ . Los modelos de Bažant [10,11], Browne [12], y Beeby [13] son similares al propuesto por Tuutti [9]; ya que son modelos que dividen las dos etapas  $T_1$  y  $T_2$ .

Los modelos de Bažant [10, 11], y Browne [12], especifican que  $T_2$  finaliza al encontrarse daños visibles en la estructura o elemento estructural. En cambio, el modelo de Beeby [13] especifica que  $T_2$  finaliza hasta que se ha alcanzado un nivel inaceptable de la corrosión. Esto quiere decir que el elemento puede estar más allá de su periodo de vida útil y encontrarse en la etapa de su vida residual.

En esta publicación se toma como base el modelo de durabilidad considerado por Tuutti [9]:

$$T_{VU} = T_1 + T_2 \quad (1.6)$$

En donde  $T_1$  y  $T_2$  son denominados periodos de iniciación y de propagación. Se define al  $T_1$  como al lapso de tiempo que tarda el ion cloruro en atravesar el recubrimiento, alcanzar la armadura y provocar su despasivación. En tanto  $T_2$  se refiere al periodo entre la pérdida de protección de la película pasiva y la manifestación externa de los daños por corrosión (manchas de óxido, agrietamientos, o

desprendimientos de la cobertura del concreto).  $T_{VU}$  se define como el periodo de vida útil de la estructura. La etapa  $T_2$  (a ser detallado en la segunda parte de este trabajo) finalizará a la formación de pequeñas grietas (con anchos menores de 0.1 mm) o manchas de óxido.

**Tabla 1.1 – Valores de el factor de seguridad,  $\lambda_t$ , para el diseño por durabilidad (principio de seguridad separada).**

Estado Límite	Clasificación por Seguridad (consecuencia de la falla por durabilidad)	Probabilidad de la Falla por Durabilidad $P_f(T_{VU})$	Indice de Seguridad de la Capacidad Estructural $\beta$	Factor de Seguridad para el Diseño por Durabilidad $\lambda_t$		
				$v_D = 0.4$	$v_D = 0.6$	$v_D = 0.8$
Límite Ultimo	1. Seria	$7.2 \cdot 10^{-5}$	3.8	2.52	3.28	4.04
	2. No muy seria	$9.7 \cdot 10^{-4}$	3.1	2.24	2.86	3.48
Límite de Servicio	3. Evidente	$6.2 \cdot 10^{-3}$	2.5	2.00	2.50	3.00
	4. No muy evidente	$6.7 \cdot 10^{-2}$	1.5	1.60	1.90	2.20

Si en la estructura se observan otros tipos de degradaciones como grietas más anchas de 0.1 mm, delaminaciones, barras de refuerzo expuestas con corrosión visible, etc., dicha estructura se encontrará más allá de su vida útil, o sea, en el periodo de su

vida residual. El periodo de la vida residual finaliza hasta un límite inaceptable de durabilidad, el cual se podría expresar en función de la capacidad de carga del elemento estructural. Este tema no se incluye en el modelo de durabilidad propuesto para la determinación de la vida útil ( $T_{VU} = T_1 + T_2$ ), y se presenta por separado (Capítulos 2 y 3). La Figura 1.2 presenta, de una manera gráfica, las etapas  $T_1$  y  $T_2$ , así como el periodo de la vida residual.

En los Capítulos 2 y 3 se presentan los modelos semi-empíricos para determinar la duración de  $T_1$  y  $T_2$  respectivamente, de un elemento estructural expuesto a un ambiente marino tropical. El Capítulo 4 presenta la metodología para el diseño integral de un elemento estructural simple expuesto a un ambiente marino. En el Capítulo 5 se describe de una manera condensada el periodo de vida remanente (o residual), también llamada vida remanente de una estructura de concreto en ambiente marino.

## **2 Modelo de Durabilidad Propuesto: Periodo de Iniciación ( $T_1$ )**

### **2.1 Antecedentes**

En esta publicación se discutirá la despasivación del acero por el ataque de cloruros únicamente. Para mayor información de modelos de durabilidad que involucran otros agentes externos (dióxido de carbono, sulfatos, reacciones alkali-silice, y/o heladas-deshielos) confrontar otros reportes [1-4, 14,15].

### **2.2 Modelo de Transporte de Masa dentro del Concreto**

El modelo de durabilidad propuesto en este trabajo es presentado en la Ecuación (1.6) del Capítulo 1. Se ha estimado experimentalmente<sup>10</sup> y por inspección de estructuras en servicio,<sup>11</sup> que la duración de  $T_2$  es únicamente entre 1 y 5 años, dependiendo principalmente de la velocidad de corrosión,  $i_{CORR}$  (que a su vez está ligada íntimamente al contenido en humedad y de oxígeno del concreto que rodean a la armadura). En cambio el periodo  $T_1$  podría prolongarse, en el mejor de los casos, entre 50 y 100 años, dependiendo de la calidad del concreto [1-4]. Por esto las tendencias actuales para el diseño por durabilidad de estructuras de concreto en ambiente marino enfatizan en prolongar el periodo  $T_1$  lo más que se pueda.

Las fuentes más comunes de cloruros son el agua de mar y sales de deshielo (las sales adicionadas durante el mezclado del concreto no están incluidas). Un gradiente de concentración es formado en dirección de la barra de refuerzo como consecuencia de la penetración de los cloruros en el concreto. Este gradiente de cloruros es comúnmente modelado usando la función error (erf), la cual cumple con las condiciones de la segunda ley de Fick de difusión [16]. La difusión de

cloruros en concreto puede ser calculada usando una de las soluciones a la segunda ley de Fick [16]:

$$C_{CRIT} = C_S [1 - \operatorname{erf}(\frac{C}{2\sqrt{D_{EFF} \times T_1}})] \quad (2.1)$$

En donde  $C_S$  es la concentración de cloruros en la superficie,  $C$  es la cobertura o recubrimiento de concreto y  $D_{EF}$  es el coeficiente efectivo de difusión de cloruros del concreto. Usando la función parabólica como una aproximación de la erf (Ecuación (2.1)), se tiene la siguiente ecuación:

$$C_{CRIT} = C_S [1 - \frac{C}{2\sqrt{3 \times D_{EF} \times T_1}}]^2 \quad (2.2)$$

Despejando  $T_1$  se tiene la siguiente relación:

$$T_1 = \frac{1}{12 \times D_{EF}} [\frac{C}{1 - \sqrt{C_{CRIT} / C_S}}]^2 \quad (2.3)$$

De la Ecuación (2.3) se puede observar que  $T_1$  es una función  $C_{CRIT}$ ,  $C$ ,  $C_S$ , y  $D_{EF}$ .

### 2.3 Concentración Crítica a la Profundidad de la Armadura ( $C_{CRIT}$ )

En la actualidad existen varios estándares para definir el valor de  $C_{CRIT}$ , el cual depende del tipo de cemento a usar, del contenido de cemento de la mezcla, si el concreto tiene o no aditivos, humedad del ambiente al que estará expuesta, si el elemento estructural es o no pretensado, etc [17-26].

En un estudio reciente, Li [17] encontró que  $C_{CRIT}$  puede variar desde 0.17 % hasta 2.5% del peso del cemento. Este rango tan amplio se debió principalmente a que la información recabada por Li [17] incluyó probetas en soluciones, pastas de cemento, morteros y concretos, así como la variabilidad en el tipo de exposición (laboratorio y aire libre).

En una investigación reciente usando probetas de concreto expuestas a un ambiente marino por un lapso de ocho años, Bamforth [18] concluyó que una concentración de cloruros del orden de 0.5% por peso del cemento al nivel de la barra de acero, no es suficiente para activarla, y que potenciales del orden de  $-300$  mV (vs electrodo de sulfato de cobre, ESC), típico de acero activo, se alcanzaron hasta concentraciones de cloruros del orden de 1% del peso del cemento. Este mismo autor [19] presentó los niveles de  $C_{CRIT}$  obtenidos por el reporte final del programa "Concrete in the Ocean" en función del riesgo de que se presente corrosión en la barra de refuerzo. Estos rangos se muestran en la Tabla 2.1. Los resultados también estipulan que para valores de  $C_{CRIT}$  entre 0.4% y 1% la probabilidad de que la barra de refuerzo se corroa es muy alta.

Con lo presentado anteriormente se puede concluir que existe una gran variabilidad en el valor de  $C_{CRIT}$ . En este trabajo se toma un valor conservador de  $C_{CRIT} \sim 0.5\%$  del peso del cemento.

## 2.4 Concentración en la Superficie ( $C_s$ )

Se ha establecido con anterioridad [20] que existen varios factores que afectan el valor de  $C_s$ . Estos están relacionados con el medio ambiente y también con las propiedades del concreto [20]. Aunque es obvio esperar que  $C_s$  varía con el tiempo, por cuestiones de diseño se puede considerar que después de seis

meses que la estructura entra en servicio, el valor promedio de  $C_s$  permanece constante.

**Tabla 2.1 – El Riesgo de Corrosión de la Barra de Refuerzo con Relación a los Rangos de  $C_{CRIT}$  [19].**

Concentración del Cloruro a la profundidad del acero (% por peso del cemento)	Riesgo para la Iniciación de la Corrosión
< 0.4%	Insignificante
0.4 - 1.0	Posible
1.0 - 2.0	Probable
> 2.0	Seguro

El valor de  $C_s$  es afectado por el tipo de concreto, principalmente por la cantidad de cemento que posee la mezcla y si en ésta se usan puzolanas (ceniza volante, espuma de sílice) o no [20]. Se ha observado también que el valor de  $C_s$  es inversamente proporcional al contenido de cemento,  $C_f$  [20]. Esta relación alcanza valores de  $C_s$  constantes (~4.5% del peso del cemento) para  $C_f \geq 350 \text{ kg/m}^3$ .

Este mismo autor [18] también observó que en la zona de alta-baja marea (o zona de salpicado) el valor medido de  $C_s$  llega a valores tan altos como 0.8% del peso del cemento (el doble que en el resto de la estructura con 0.4%).  $C_s$  es también afectado por la distancia de la estructura con respecto a la costa. Este

trabajo incluye únicamente estructuras cuya ubicación es dentro de la zona de mareas o muy cerca ( $< 50$  m) de la costa.

Con esta información, Bamforth [20] presentó los valores (conservadores) de la Tabla 2.2 con los rangos de los valores de  $C_s$  para el diseño por durabilidad de estructuras en ambiente marino para concretos con o sin puzolanas. Más adelante se comparan estos rangos con valores experimentales obtenidos por los autores de esta publicación.

## 2.5 Coeficiente Efectivo de Difusión de Cloruros en el Concreto ( $D_{EF}$ )

Se ha definido anteriormente [18-20] que los valores de  $D_{EF}$  fluctúan entre  $10^{-7}$  y  $10^{-8}$   $\text{cm}^2/\text{s}$ , y son dependientes de la calidad del concreto. Como regla general se puede decir que incrementando la calidad del concreto (disminuyendo la relación agua/cemento ( $a/c$ ), aumentando la cantidad del material cementante, aumentando el tiempo de curado, adicionando puzolanas, etc.) el valor de  $D_{EF}$  tiende a disminuir.

Tabla 2.2 – Rango de Valores de  $C_s$  (% del peso del material cementante) [19].

Ambiente	Material Cementante	
	Cemento Portland	Cemento Puzolánico
Ambiente Extremo	$>0.75\%$	$>0.90\%$
Ambiente Severo	$0.50\% - 0.75\%$	$0.60\% - 0.90\%$
Ambiente Moderado	$0.25\% - 0.50\%$	$0.30\% - 0.60\%$
Ambiente Benigno	$<0.25\%$	$<0.30\%$



Predecir el valor de  $C_S$  es un tanto complicado debido al número de factores que entran en juego. Predecir el valor de  $D_{EF}$  es aún más complejo. En los últimos veinte años la literatura se ha plagado de publicaciones que han tratado el tema de difusión de cloruros y la estimación experimental de  $D_{EF}$  usando probetas de laboratorio o por evaluaciones de elementos de concreto expuestos directamente a un ambiente marino.

Para la determinación de  $D_{EF}$  (así como de  $C_S$ ) de un concreto en particular es necesario realizar un diagnóstico de la estructura en servicio. El procedimiento, a grandes rasgos, es el siguiente: (1) la extracción de corazones en varios elementos de la misma estructura en zonas de alto riesgo de corrosión (principalmente en zona de mareas o en contacto directo con el agua de mar); (2) el corte de los corazones en rodajas; (3) la pulverización de cada rodaja; (4) la obtención de la concentración de cloruros totales mediante algún método químico conocido; (5) la obtención de  $C_S$  y  $D_{EF}$  mediante el tratamiento matemático citado; (6) el valor del recubrimiento ( $C$ ) se obtiene usando un Pacómetro. Como ya se citó, este diagnóstico sirve para la determinación de  $T_1$  usando la Ecuación (2.3).

Para el diseño por durabilidad de estructuras nuevas en ambiente marino se necesitaría conocer los valores aproximados de  $C_S$  y  $D_{EF}$ . Para ello se utilizarán los valores obtenidos por otros autores de  $C_S$  y  $D_{EF}$  y correlacionarlos con las propiedades del concreto.

El Departamento de Transporte del Estado de la Florida (FDOT, siglas en Inglés), conjuntamente con la Universidad del Sur de la Florida (USF, siglas en Inglés), realizó un diagnóstico de la resistencia a la penetración de cloruros de las mezclas de concreto usados en sub-estructuras de varios puentes en el estado de la Florida. En dichos trabajos [22, 23] se estimaron ambas cantidades,  $C_S$  y  $D_{EF}$ , usando el método descrito anteriormente. Se pudieron obtener valores de

$C_s$  y  $D_{EF}$  en la zona de mareas (altura no mayor de 50 cm sobre la línea de marea alta) de la sub-estructura del orden de 3% a 8.5% por peso de cemento, y  $8 \cdot 10^{-10}$  a  $7 \cdot 10^{-8}$   $\text{cm}^2/\text{s}$ , respectivamente. Los valores de  $C_s$  y  $D_{EF}$  disminuían conforme la altura (con relación a la línea de alta marea) del corazón extraído incrementaba.

Como se puede observar, los valores de  $C_s$  fueron mucho mayores que los rangos reportados en la Tabla 2.2 [20], por lo cual se puede decir que la temperatura del ambiente podría ser otro factor importante ya que las probetas usadas para obtener los rangos de la Tabla 2.2 fueron expuestas al ambiente frío del norte de Europa en comparación con el reporte de Sagüés [22] y Sagüés y Kranc [23] con corazones extraídos de puentes ubicados en una zona tropical (Golfo de México).

De los resultados de Sagüés [22] y Sagüés y Kranc [23], se pudo inferir que el concreto usado en el estado de la Florida fue de muy buena calidad, ya que hubo valores de  $D_{EF}$  inclusive menores que el rango estipulado en otros reportes [18-21]. A la fecha se desconoce si en Latinoamérica (y en especial en México) exista un diagnóstico similar (estructuras en servicio de dimensiones apreciables) al efectuado por el FDOT que pueda determinar el tipo de concreto y su durabilidad en contra de la penetración de cloruros.

Los valores experimentales de Sagüés [22] y Sagüés y Kranc [23], al igual que Bamforth [21], Jaegerman [24], Gjørsv et al. [25] y Mustafa y Yusof [26], sirven como base para determinar una ecuación empírica (mediante un análisis estadístico por regresión múltiple) de  $D_{EF}$  en función de las siguientes propiedades físicas del concreto: cantidad de material cementante,  $C_f$  (en  $\text{kg}/\text{m}^3$ ), la relación a/c (en fracción de peso), la cantidad de ceniza volante,  $f_a$ , (en fracción de peso) en el caso de cementos puzolánicos, y el tiempo,  $t$  (en años), en que la estructura ha estado

en servicio. La siguiente ecuación fue obtenida para concretos sanos no contaminados:

$$D_{EF} \gg \frac{0.68 \times (a/c)^{0.73}}{(C_f)^{2.8} (t)^{0.4} (1 + f_a)^{2.6}} \quad (2.4)$$

La Figura 2.1 presenta una comparación entre el valor estimado por la Ecuación (2.4) y los valores experimentales de los autores anteriores.<sup>22-27</sup> Tomando en consideración que los datos experimentales provienen de diferentes fuentes, la Figura 2.1 muestra una correlación aceptable.

La Ecuación (2.4) establece una relación empírica entre  $D_{EF}$ , las propiedades de la mezcla de diseño y el tiempo  $t$ , que cumplen con observaciones hechas anteriormente por diversos autores [17-26]:  $D_{EF}$  es proporcional a la relación  $a/c$ , e inversamente proporcional a  $C_f$ ,  $f_a$ , y  $t$ . Esta ecuación, aunque válida para los datos experimentales usados para su obtención [21-26], necesitará en el futuro que sea probada con un mayor número de datos para su aplicación.

Existen reglamentos [14, 15] que especifican los requerimientos mínimos a considerar en el diseño de mezclas de concreto resistentes a cloruros. A manera de ejemplo de dichas recomendaciones, la Tabla 2.3 presenta un extracto de una de estas prácticas, la cual se usa en el ejemplo de diseño de este trabajo.

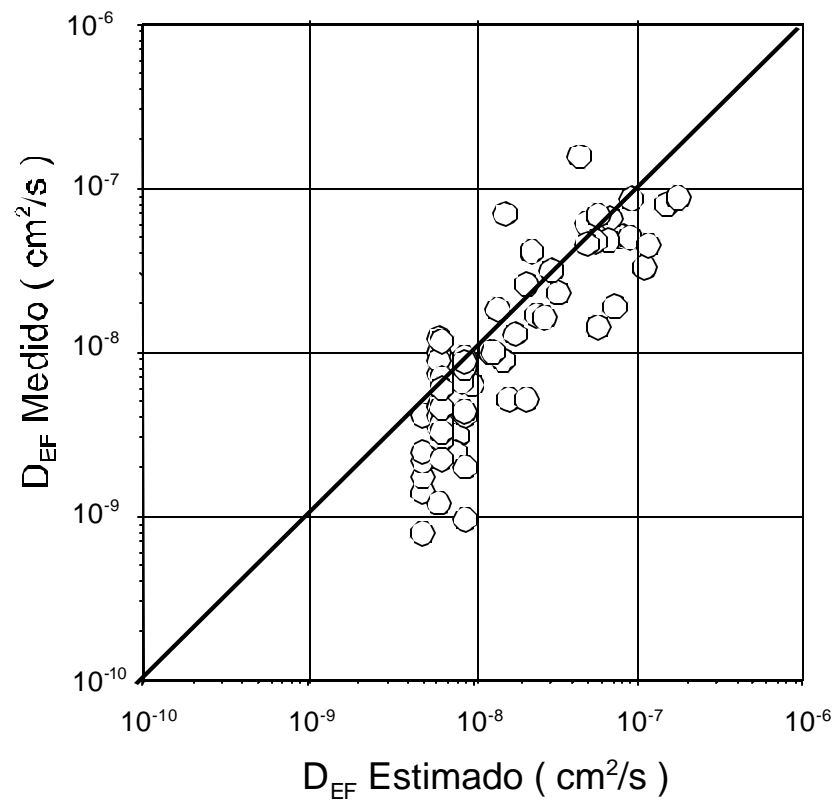


Figura 2.1 - Comparación entre  $D_{EF}$  medido en estructuras reales y  $D_{EF}$  estimado por ecuación (2.4).

**Tabla 2.3 – Requerimientos mínimos para un concreto durable en ambiente marino [19].**

Código	Tipo de Exposición	Condición de la Exposición	Cantidad Mínima de Cemento (Kg/m <sup>3</sup> )	Max. Relación a/c	Mínimo f' <sub>c</sub> (28-d) (MPa)	C <sub>MIN</sub> (cm)	Aprox. D <sub>EF</sub> (cm <sup>2</sup> /s)
BS8110	Muy Severo	Salpicado de agua salada	325	0.55	40	50	3.9 · 10 <sup>-8</sup>
		Sales de deshielo	350	0.5	45	40	3.2 · 10 <sup>-8</sup>
		Alta humedad	400	0.45	50	30	2.6 · 10 <sup>-8</sup>
	Extremo	Acción abrasiva del mar	350	0.5	45	60	3.2 · 10 <sup>-8</sup>
		Impacto	400	0.45	50	50	2.6 · 10 <sup>-8</sup>
Puentes BS5400 Parte 4	Muy Severo	Sales de deshielo o Salpicado de agua salada	330	0.45	50	40	2.6 · 10 <sup>-8</sup>
	Extremo	Acción abrasiva del mar	360	0.45	50	65	2.6 · 10 <sup>-8</sup>
Estructuras Marítimas BS6349 Parte 1	Sumergidas	< 1 m bajo línea marea baja	350	0.5	-	50-75	3.2 · 10 <sup>-8</sup>
	Zona de Salpicado	< 1 m bajo línea marea alta	400	0.45	-	50-75	2.6 · 10 <sup>-8</sup>
ENV 206	Agua de Mar	Zona expuesta a lluvias	330	0.5	40	35	3.9 · 10 <sup>-8</sup>
		Sumergida	330	0.5	40	40	3.9 · 10 <sup>-8</sup>
		Zona de Salpicado	350	0.45	45	40	3.2 · 10 <sup>-8</sup>
	Otra fuente de Cloruros	Húmedo, sin ciclo de secas	300	0.55	40	40	3.9 · 10 <sup>-8</sup>
		Ciclos de secado-mojado	300	0.5	40	40	3.9 · 10 <sup>-8</sup>

## **3 Modelo de Durabilidad Propuesto: Periodo de Propagación ( $T_2$ )**

---

### **3.1 Antecedentes**

En el Capítulo 1 se define a la vida útil de una estructura como “al período en el que la estructura conserva los requisitos del proyecto sobre seguridad, funcionalidad y estética, sin costos inesperados de mantenimiento [3].” Aunque la vida útil de cualquier estructura es limitada debido a su deterioro, estructuras de concreto tienden a poseer comparativamente durabilidades mayores y necesitan menor mantenimiento que otras estructuras, como las de acero o madera. Sin embargo, las estructuras de concreto son factibles a deteriorarse debido a la corrosión del acero de refuerzo o pre-esfuerzo con el paso del tiempo.

En este capítulo se pretende explicar el mecanismo de deterioro del concreto durante el período de propagación de la corrosión (formación y propagación de grietas en el concreto producto de la corrosión del acero embebido) y así incluir este mecanismo en la determinación de la duración de la vida útil de una estructura de concreto expuesta a un ambiente marino.

### **3.2 Mecanismo de Deterioro**

El periodo de propagación de la corrosión (o  $T_2$ ) comprende desde el inicio de la corrosión hasta la manifestación de daños externos, como, por ejemplo, manchas pequeñas de óxido, grietas superficiales cuya dirección es paralela a la dirección del acero de refuerzo (o pre-esfuerzo). Cabe aclarar que dichas grietas deben tener un ancho no mayor de 0.1 mm, de lo contrario el elemento estructural se encontró más allá de la etapa  $T_2$  (en su vida remanente o residual, ver Capítulo 4).

Como ya se mencionó, el acero de refuerzo, al corroerse, forma una capa de óxido cuyo volumen es mayor que el del acero mismo, creando esfuerzos radiales contra el concreto que lo rodea.

La Figura 3.1 [27] muestra los parámetros más importantes involucrados en el proceso de expansión de los productos de corrosión y por consiguiente, en el agrietamiento de la cobertura de concreto. Consideremos lo siguiente: una barra de refuerzo embebida en un medio semi-infinito de concreto con cobertura igual a  $C$ ; la barra de refuerzo se está corroyendo en una zona anódica de longitud  $L$ ; la barra de refuerzo podría considerarse como un cilindro de metal con radio original igual a  $r_0$ . Conforme la corrosión progresa, el radio disminuye una cantidad igual a  $x$ , llamada penetración de la corrosión; sin embargo, los productos de corrosión (que se mantienen adheridos a la superficie del metal) ocupan un volumen mayor que el ocupado por el metal original. Esto es equivalente a un incremento de volumen que podría describirse como un incremento neto,  $\Delta r_{NET}$ , del radio inicial del metal, a un valor igual a  $r_0 + \Delta r_{NET}$ . El concreto que rodea al cilindro metálico es empujado por la expansión neta y una vez que las presiones acumuladas exceden un valor crítico, el concreto se agrieta.

### **3.3 Determinación de la Cantidad de Corrosión Necesaria para Agrietar el Recubrimiento de Concreto ( $x_{CRIT}$ )**

En una investigación anterior [27] se determinó, empíricamente, la cantidad de corrosión crítica (o penetración de la corrosión crítica,  $x_{CRIT}$ ) necesaria para agrietar la cobertura del concreto ( $C$ ) conociendo el diámetro de la barra de acero ( $\phi$ ) y la longitud de la barra que se corroe ( $L$ ):

$$x_{CRIT} \gg 0.011 \times \left(\frac{C}{f}\right) \left(\frac{C}{L} + 1\right)^{1.95} \quad (3.1)$$

En donde las unidades de C,  $\phi$ , L y  $x_{CRIT}$  son en mm.

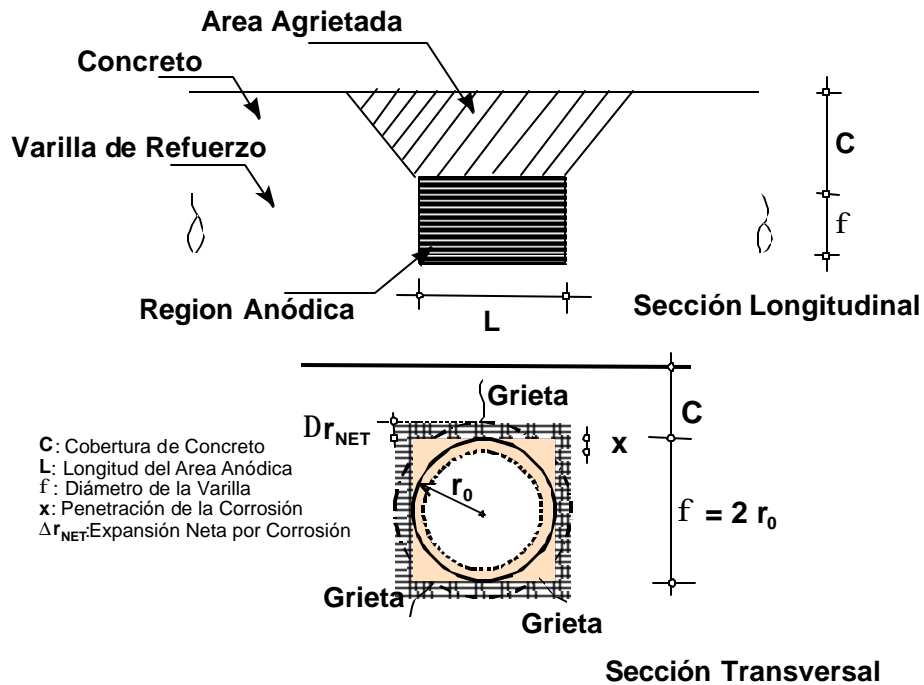


Figura 3.1 - Parámetros en el agrietamiento del concreto por corrosión del acero [27].

La Figura 3.2 muestra las predicciones de la Ecuación (3.1) (líneas continuas) y resultados experimentales de investigaciones previas [27-32] para los diferentes valores del cociente C/L. El cociente C/L se define como al grado de localización de la corrosión. Sin entrar en mucho detalle se puede inferir de la Ecuación (3.1) que el valor de  $x_{CRIT}$  depende de la relación C/ $\phi$ , pero la dependencia con C/L es más importante, como lo demuestra su exponente (igual a 1.95). En este trabajo se considerará que el acero en la estructura se corroe uniformemente, por lo tanto C/L  $\sim$  0 y por lo tanto la Ecuación (3.1) se transformaría en  $x_{CRIT} \sim 0.011 \cdot (C/\phi)$ .



### 3.4 Efecto de la Velocidad de Corrosión ( $i_{CORR}$ )

La información experimental usada para obtener por regresión la Ecuación (3.1) fue obtenida por algún método acelerado de corrosión, ya sea aplicando una densidad de corriente anódica constante de entre 0.1 a 3 mA/cm<sup>2</sup>, o aplicando un potencial de corriente anódico del orden de 1-3 V. Otros autores [27, 32, 33] aplicaron densidades de corriente menores que las anteriores (3-20  $\mu$ A/cm<sup>2</sup>) encontrando que  $x_{CRIT}$  es independiente de  $i_{CORR}$  (en estos rangos de  $i_{CORR}$ ).

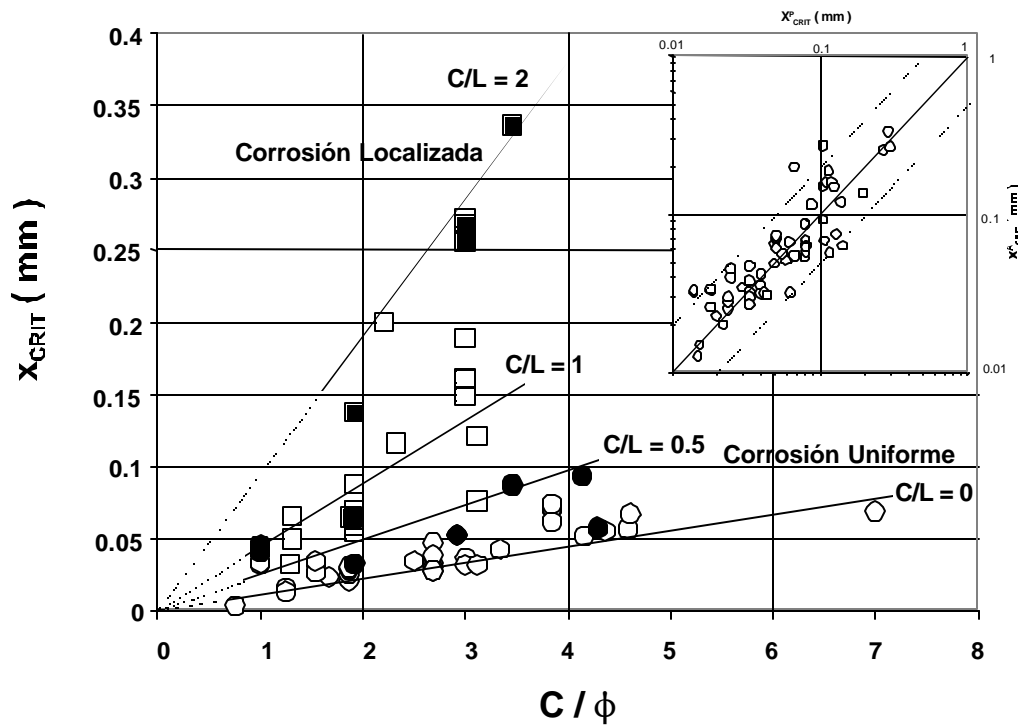


Figura 3.2 - Relación entre  $x_{CRIT}$  y  $C/\phi$  en experimentos anteriores [27]. El recuadro representa la comparación entre el valor medido y el valor calculado por la ecuación (3.1).

En otra investigación posterior [34] el efecto que podría tener  $i_{CORR}$  en el valor de  $x_{CRIT}$  fue estudiado usando probetas expuestas a un ambiente marino real, sin la necesidad de generar artificialmente el agrietamiento vía corrosión acelerada. Treinta pequeñas probetas cilíndricas de concreto (de 15cm de diámetro y 30 cm de largo) fueron expuestas en la costa de la península de Yucatán por un periodo

de más de 60 meses. Al término del experimento, se estimaron los valores promedio de  $i_{CORR}$  durante el tiempo de exposición, así como las pérdidas de masa del acero y el ancho de las grietas formadas en la superficie de cada probeta. La conclusión principal de esta investigación fue que a pesar de tener valores de  $i_{CORR}$  entre  $0.7-10 \mu A/cm^2$ ,  $x_{CRIT}$  fue independiente del valor promedio de  $i_{CORR}$ , comprobándose lo expuesto anteriormente.

Como resumen la Figura 3.3 presenta una compilación [27] de resultados experimentales de  $x_{CRIT}$  graficado como el cociente  $\bar{x}_{CRIT} = x_{CRIT}/[0.011(C/\phi)(C/L+1)^{1.95}]$  en función de  $i_{CORR}$  con el fin de usar todos los resultados sin importar la variabilidad de la geometría de las probetas. La línea continua en la Figura 3.3 corresponde a la relación  $\bar{x}_{CRIT} = 2.33 \cdot (i_{CORR})^{-0.13}$  (obtenida por regresión estadística). Al ser el exponente de  $i_{CORR}$  muy pequeño (-0.13), esto demuestra nuevamente la existencia de una pobre dependencia entre  $x_{CRIT}$  e  $i_{CORR}$ .

Observando que se puede considerar a  $x_{CRIT}$  independiente de  $i_{CORR}$ , podría estimarse el valor de  $T_2$  (en años) como sigue:

$$T_2 = \frac{x_{CRIT}}{i_{CORR}} \quad (3.2)$$

En donde:  $i_{CORR}$  (en mm/año) es la velocidad de la corrosión promedio.

### 3.5 Valores Estimados de $i_{CORR}$ para ser Usados en el Diseño por Durabilidad

Para estimar  $T_2$  usando la Ecuación (3.2), el siguiente paso es el determinar el valor aproximado de  $i_{CORR}$ . Los métodos más usados para determinar  $i_{CORR}$  y el estado de corrosión de la armadura embebida en el concreto se basan en su mayoría en técnicas electroquímicas. En este caso, si la estructura está en el proceso de diseño por durabilidad,  $i_{CORR}$  debe ser aproximada en función de parámetros conocidos, como por ejemplo, propiedades del concreto, humedad y temperatura del medio ambiente, etc. Basado en parte de la metodología del reporte técnico 130-CSL del RILEM [4],  $i_{CORR}$  de acero activo en concreto puede ser evaluado con la siguiente formula:

$$i_{CORR} = C_T \cdot k_0 \cdot i_0 \quad (3.3)$$

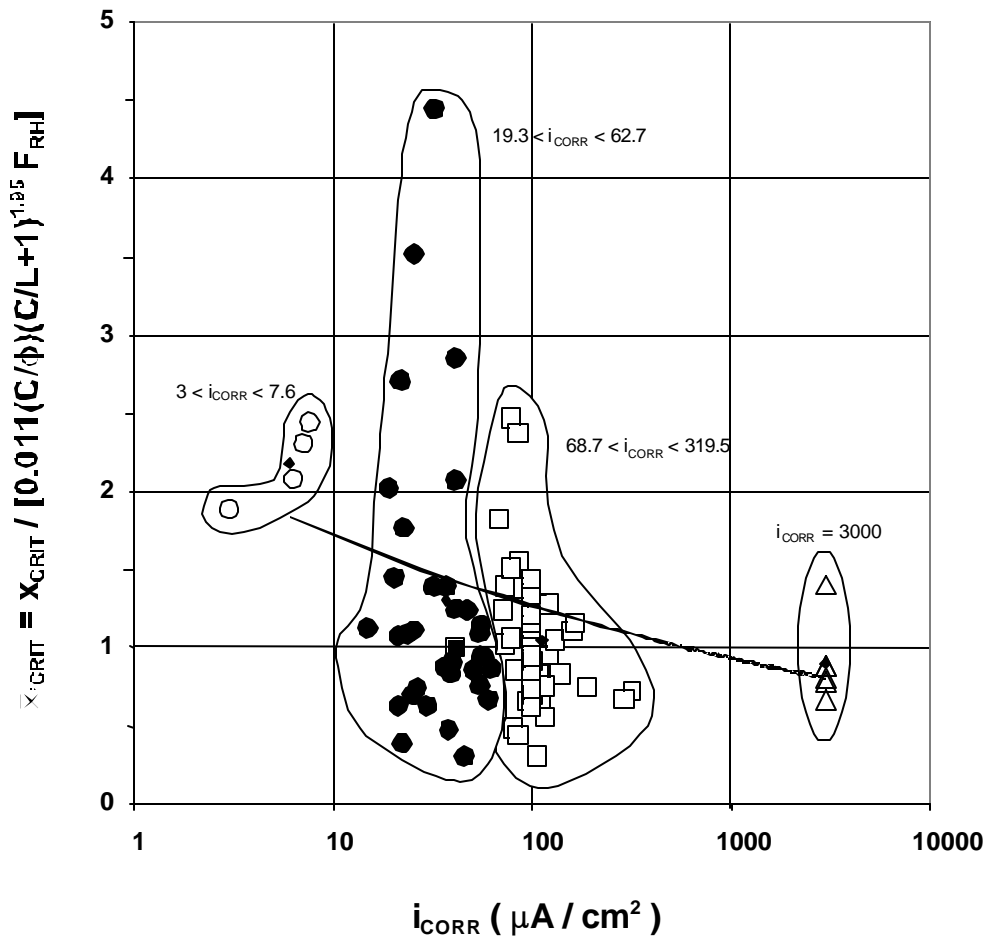
En donde  $i_0$  es la velocidad de corrosión estimada a 20°C,  $k_0$  es el coeficiente que considera la variación en la relación a/c del concreto, y  $C_T$  es un coeficiente que considera el efecto de la temperatura.

Valores experimentales de  $i_0$ ,  $k_0$ , y  $C_T$  se presentan en las Tablas 3.1, 3.2 y 3.3 respectivamente [4]. En la Tabla 3.1 los valores de  $i_0$  son estimados en función de la humedad relativa del ambiente. En la Tabla 3.2 el efecto de la relación a/c con  $i_{CORR}$  es considerado sobre la base de los resultados obtenidos en la publicación de Torres-Acosta et al. [34]. En la Tabla 3.3 se presentan los valores de  $C_T$  para diferentes ciudades en Europa<sup>18</sup> y en la Península de Yucatán [34]. Con lo discutido en este inciso, es posible estimar el valor de  $T_2$  en función de las

dimensiones del elemento estructural, la relación a/c del concreto, la humedad relativa y la temperatura del ambiente.

La determinación de un modelo matemático para predecir  $x_{CRIT}$  permanece como un tema actual de investigación que podría, en combinación con medidas de la velocidad de corrosión, calcular el periodo de propagación de la corrosión ( $T_2$ ). Estas proyecciones podrían ser integradas a modelos existentes [9, 27] para la determinación del periodo de iniciación ( $T_1$ ) y así predecir en forma cuantitativa la durabilidad de una estructura de concreto expuesta a un ambiente marino.

Figura 3.3 - Relación empírica entre el cociente  $x_{CRIT}$  e  $i_{CORR}$ . La línea representa la función



$$x_{CRIT} = 2.33 \cdot (i_{CORR})^{-0.13}$$

Tabla 3.1 - Valores de  $i_0$  en temperatura ambiente a 20 °C en función de HR [4].

HR (%)	$i_0$ ( $\mu\text{m/año}$ )
99	34
95	122
90	98
85	78
80	61
75	47
70	36
65	27
60	19
55	14
50	9

Tabla 3.2 – Valores de  $k_0$  en Función de la Relación a/c del Concreto [4, 34].

Relación a/c	Coficiente $k_0$
<0.4	0.8
0.4-0.55	1
0.55-0.6	2
0.6-0.75	3
>0.75	5

Tabla 3.3 – Valores de  $C_T$  en Función de Algunos Agentes Climatológicos [4, 34].

Ciudad	$C_T$	$i_{CORR}$ ( $\mu\text{m/año}$ )	
		Expuesto a lluvia	Cubierto
Sodankyla (Finlandia) (Gélido)	0.21	11	2.5
Helsinki (Noruega) (Gélido)	0.32	16	4
Amsterdam (Holanda) (Templado)	0.47	24	6
Madrid (España) (Extremoso)	0.73	37	9
Progreso, Yucatán (México) (Tropical)	1	42	-

## 4 Ejemplo de Diseño Integral (Durabilidad y Cargas)

### 4.1 Procedimiento General para el Diseño por Durabilidad

El procedimiento usado para el diseño integral (diseño mecánico + diseño por durabilidad), el cual es presentado gráficamente en la Figura 4.1, está dividido en cinco incisos los cuales se explican brevemente a continuación.

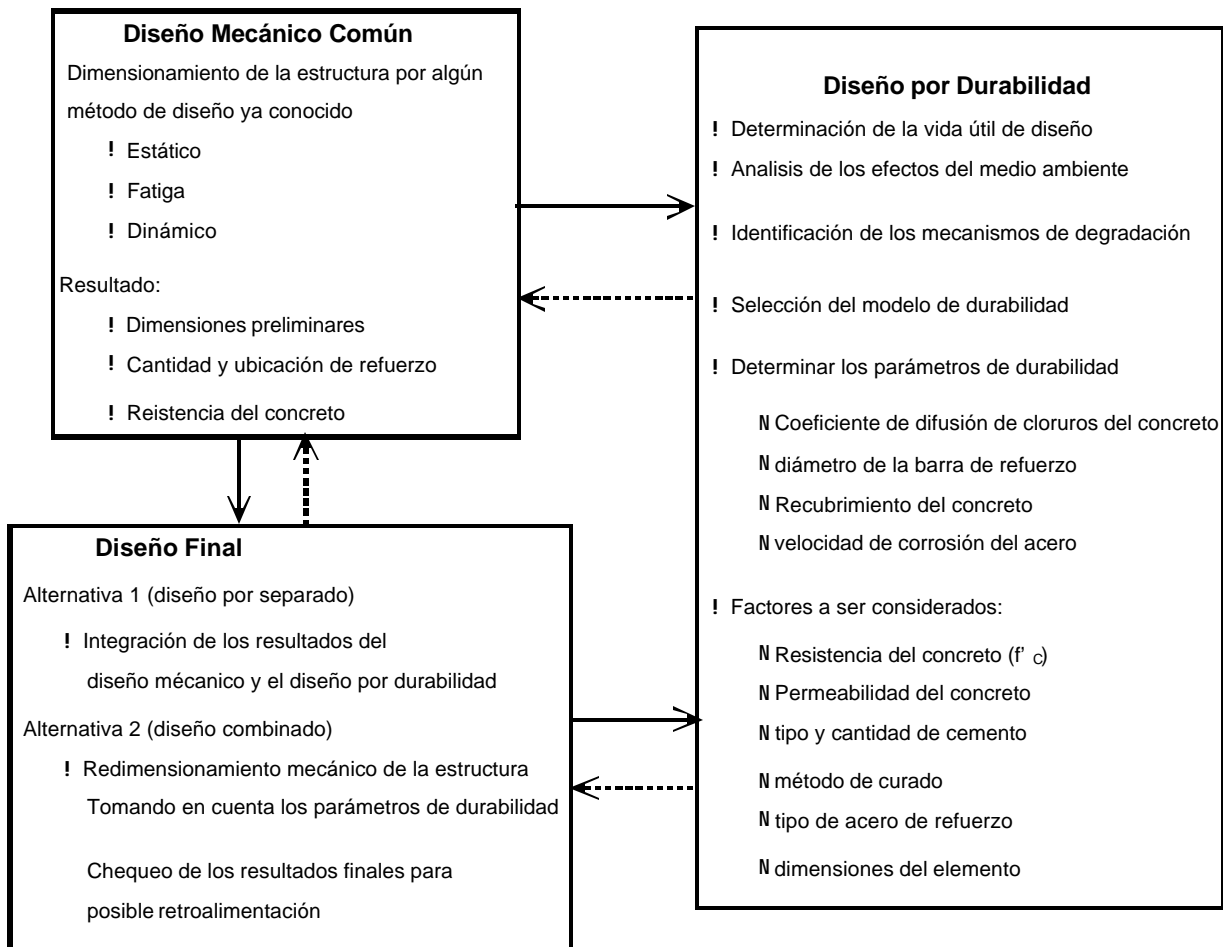


Figura 4.1 - Diagrama de flujo del procedimiento para el diseño integral por durabilidad [4].

#### **4.1.1 Especificación del Estado Límite de Diseño**

En esta etapa se define (conjuntamente con el cliente) el tiempo de servicio,  $T_{VU}$ , y con este valor, se estima el tiempo de diseño,  $T_D$ . El valor de  $T_D$  se define en la Ecuación (1.5).

#### **4.1.2 Análisis de los Efectos del Ambiente en que la Estructura se Pondrá en Servicio**

El análisis de los efectos del ambiente hacia la estructura incluyen la identificación de las condiciones climáticas (variaciones en temperatura y humedad, lluvias, condensación de humedad, heladas, radiación solar, contaminación ambiental), así como la identificación de condiciones geológicas (como agua subterránea, posible contacto con agua salina, contaminación del suelo por agentes agresivos como sulfatos y cloruros). En otras palabras conocer el impacto que el ambiente ejercería a la estructura a diseñar. Es también importante el conocer el efecto que el hombre puede ejercer en el micro-clima de la estructura, como por ejemplo el uso de sales de deshielo, abrasión por tráfico de vehículos, etc.

#### **4.1.3 Identificación del mecanismo de degradación**

Dependiendo del ambiente, será el agente agresivo el cual se diseñara la estructura (cloruros, carbonatación, sulfatos y/o ácidos). Este reporte presentará el diseño por cloruros (ambiente marino). Para otros ambientes favor de consultar el reporte 130-CSL del RILEM [4] u otro manual o reglamento [1-3].



#### **4.1.4 Identificación de los Requerimientos Mínimos Según Códigos de Diseño**

Antes de iniciar el diseño por durabilidad, es necesario conocer los requerimientos mínimos que existan en las normas de actualidad con relación a los diversos parámetros involucrados en el diseño para asegurar que la estructura sea durable. Estos parámetros, presentados en la Tabla 2.3, incluyen la cobertura mínima del concreto según el uso de la estructura, y detalles de las mezclas de diseño como cantidad mínima de cemento, tipo de cemento, máxima relación a/c, etc.

#### **4.1.5 Determinación de los Parámetros de Durabilidad**

Las ayudas de diseño para determinar el modelo de durabilidad en ambiente marino propuesto en este reporte incluyen los siguientes parámetros:

$T_1$ , etapa de iniciación de la corrosión

- $C_S$ , concentración de cloruros en la superficie – en relación con el tipo de exposición.
- $D_{EF}$ , coeficiente de difusión efectivo – en función de la mezcla de diseño del concreto.
- $C_{CRIT}$ , concentración crítica de cloruros a la profundidad del acero de refuerzo (o pre-esfuerzo) el cual se considerará como una constante en este reporte.

$T_2$ , etapa de la propagación de la corrosión:

- $x_{CRIT}$ , penetración de la corrosión crítica – en función a la cobertura del concreto (C), diámetro de la barra de refuerzo ( $\phi$ ), longitud del área corroída (L) y humedad relativa (HR) del ambiente.
- $i_{CORR}$ , velocidad de la corrosión – con relación a HR y temperatura del ambiente, porosidad del concreto, cantidad disponible de oxígeno disuelto a la profundidad de la barra de acero, relación entre superficie del ánodo y del cátodo.

En resumen, el modelo de durabilidad determinaría las características a usar en la mezcla del concreto (mínima cantidad de material cementante, máxima relación a/c) y la geometría del elemento (recubrimiento mínimo) para ser usados en el diseño mecánico del mismo.

## **4.2 Memoria del Diseño Integral de un Elemento Estructural de Concreto por Durabilidad**

Hasta el momento se ha mencionada la necesidad de diseñar un elemento estructural de una manera integral, incluyendo no sólo el efecto de las cargas mecánicas sino también considerando las ‘cargas’ ambientales.

A continuación se presenta el proceso paso-a-paso para el diseño integral de una viga isostática de concreto reforzado usando el método de diseño integral combinado y el principio de diseño de durabilidad por factor de seguridad separada. El procedimiento completo se presenta en la “Memoria de Cálculo

Integral” en las páginas del anexo (1/7-7/7). La presente sección explicará con detalle los pasos seguidos durante la creación de la memoria.

- A) **Especificaciones del Proyecto:** *Ubicación:* El proyecto consiste en la construcción de una terraza cubierta ubicada en la playa de Chelém en la costa Yucateca, a unos 20 m de la orilla del mar. *Sistema Constructivo:* En la techumbre se utilizará el sistema constructivo más usado en esta región: techo de vigueta-bovedilla. Esta consta principalmente de viguetas pre-esforzadas de sección en “t” invertida, las cuales soportarán unos bloques prefabricados de concreto vibro-comprimido que servirán como pequeños moldes para formar arcos de concreto entre viguetas. Un detalle de dicha techumbre se muestra en la pagina 2/7 del anexo. *Dimensiones del Proyecto:* Esta techumbre será soportada por vigas de concreto reforzado coladas en el sitio y separadas 4 m entre ejes. Estas vigas tendrán una porción en voladizo (de 1.5 m) como se muestra en la página 1/7 del anexo. *Cargas de Proyecto:* Las cargas gravitatorias de dicho sistema constructivo (del manual de fabricante) se presentan en la página 2/7 del anexo. No se considerarán en este ejemplo sencillo las cargas accidentales (viento o sismo). *Especificaciones del Cliente:* El futuro dueño de la construcción solicitó que la estructura sea durable por lo menos 50 años ( $T_{VU} = 50$  años).
- B) **Efectos Ambientales:** Con la ubicación de la obra se determinó que la estructura se encontrará en una zona de alto riesgo de corrosión por cloruros, ya que la estructura estará expuesta a un ambiente marino, frente a la costa, con posibilidad de ciclos de secado y mojado, (en la intemperie), radiación solar casi todo el año y temperaturas tropicales promedio del orden de 25-30 °C [34].
- C) **Mecanismo de Degradación:** Conocidos los agentes agresivos, que en este caso son los cloruros, se usará el modelo por durabilidad en ambiente

marino  $T_{VU} = T_1 + T_2$ , donde  $T_1$  es definido en la Ecuación (2.3) y  $T_2$  en la Ecuación (3.2).

- D) **Requerimientos Mínimos:** Con base a las especificaciones del ACI 318 [35], sección 7.7.1, se determinó para este ejemplo una cobertura mínima de 5 cm para elementos estructurales que estén en contacto con agentes climáticos extremos. Este valor podría cambiar inclusive a 3.8 cm, ya que la viga estará parcialmente cubierta por la techumbre. Se usará  $C = 5$  cm. Otros requerimientos mínimos son la relación  $a/c$  y la cantidad mínima de material cementante, los cuales se pueden obtener de la Tabla 2.3. Para esta estructura se escogió usar, como primera instancia, una relación  $a/c$  de 0.55, y la cantidad mínima de material cementante de  $350 \text{ kg/m}^3$ . En este ejemplo no se usará cemento con puzolanas.
- E) **Pre-dimensionamiento en Base al Modelo de Durabilidad:** Con el valor  $T_{VU} = 50$  años definido por el propietario del inmueble (en función del costo final de la estructura), se llevó a cabo el cálculo de  $T_D$ . Para ello se estimó  $\lambda_t = 2.86$  en Tabla 1.1 considerando diseño al límite último, una consecuencia de falla no muy seria ( $P_f(T_{VU}) = 9.7 \cdot 10^{-4}$ ), y un coeficiente de variación de  $\lambda_t$ ,  $v_D = 0.6$ . Con este factor  $T_D$  se estimó ser igual a 143 años.
- $T_2$ : Considerando que la estructura presentará una corrosión de tipo uniforme durante  $T_2$  ( $C/L \sim 0$ ),  $x_{CRIT} = 0.034$  mm (con  $C = 5$  cm y  $\phi = 1.6$  cm, para barra #5). No hubo la necesidad de calcular el valor de  $i_{CORR}$  usando la Ecuación (3.3) ya que se tienen estos valores para las costas Yucatecas [34]. De la Tabla 3.3  $i_{CORR} = 0.042$  mm/año. Por lo tanto,  $T_2 = 0.82 \sim 1$  año. Cabe señalar que en climas tropicales ( $HR > 80\%$ , temperatura media  $> 25^\circ\text{C}$ ),  $T_2$  es despreciable y puede ser del orden de un par de años [36].
  - $T_1$ : Teniendo el valor de  $T_D$  y  $T_2$ , se despeja  $T_1$  de la Ecuación (1.6) con  $T_D = \lambda_t \cdot T_{VU}$ . Así se obtiene que  $T_1 = 142$  años. Con el valor estimado de  $T_1$  se podría despejar de la Ecuación (2.3). Primero, se estimaron los valores de  $C_S$  y

$C_{CRIT}$ . Para este diseño en particular se escogió un valor de  $C_S = 3\%$  del peso del cemento (Tabla 2.2, extremo,  $C_S > 0.75\%$ ), y considerando los valores experimentales obtenidos en Florida [22, 23], ambiente similar al de la península Yucateca.  $C_{CRIT}$  se escogió ser igual a 1% del peso del cemento. Sustituyendo estos valores en la Ecuación (2.3) con  $C = 5$  cm se estimó un valor requerido de  $D_{EF} = 2.60 \cdot 10^{-9}$  cm<sup>2</sup>/s. Revisando si las características de la mezcla de diseño cumplen con este valor de  $D_{EF}$ , se usó la ecuación empírica (2.4) con una  $a/c = 0.50 < 0.55$ , con un revenimiento de 80-100 mm se estimó que  $C_f = 430$  kg/m<sup>3</sup>  $> 350$  kg/m<sup>3</sup>. Este concreto tendría una resistencia a la compresión estimada de 32 MPa [37]. El estimado de  $D_{EF}$  con la Ecuación (2.4) es:  $D_{EF} = 3.15 \cdot 10^{-9}$  cm<sup>2</sup>/s, el cual es mayor que el requerido. Cambiando la relación  $a/c$  a 0.45, se determinó que  $C_f = 478$  kg/m<sup>3</sup>, y sustituyendo en la Ecuación (2.4) se obtuvo un valor de  $D_{EF} = 2.17 \cdot 10^{-9}$  cm<sup>2</sup>/s, el cual es menor que el requerido. El valor del  $f'_c$  a 28 días sería [37]  $\sim 400$  kg/cm<sup>2</sup>. Este valor correspondería a un concreto de muy alta calidad en nuestros estándares, ya que normalmente los valores de  $f'_c$  en casa-habitación fluctúan entre 150 – 200 kg/cm<sup>2</sup>. Los cálculos anteriores están plasmados en las páginas 3/7 y 4/7 del anexo.

F) **Cálculo del Elemento Estructural (Método de Carga Ultima):** El procedimiento para el dimensionamiento de la viga se presenta en la memoria de cálculo en el anexo de este reporte. Aunque la memoria incluye todos los pasos para el diseño de la viga en estudio, y sabiendo que el lector puede no estar versado en el diseño mecánico de un

elemento estructural, aquí se comentarán lo más importantes de este diseño. Primero es necesario el cálculo de las cargas externas actuantes. Estas estarán divididas en cargas muertas (CM) y cargas vivas (CV), y dependerán del tipo constructivo y el código de diseño por cargas [35]. El estimado se presenta en la

página 2/7 del anexo. El siguiente paso es la obtención de las fuerzas y momentos internos que deberá resistir el elemento: fuerzas cortantes últimas ( $V_U$ ) y momentos por flexión últimos ( $M_U$ ). Como la viga es isostática, el cálculo de estos esfuerzos es relativamente sencillo y se presentan en los diagramas de la página 5/7 del anexo. Como primera iteración se estimó el peralte mínimo requerido en función de las cargas de servicio (no últimas) y el momento de agrietamiento ( $M_{agr}$ ). Es obvio que si este es un diseño por durabilidad, es necesario que las cargas que actúen sobre la viga no produzcan grietas que permitan el paso directo a las barras de refuerzo de los agentes agresivos (cloruros en este caso). Para esto se igualó el momento máximo de servicio ( $=M_U/1.44$ ) al  $M_{agr}$  obteniéndose un peralte mínimo de  $\sim 75$  cm. También se estimó la deflexión máxima al centro del claro y se comparó con el valor admisible [35], pasando satisfactoriamente. El siguiente paso fue el de revisar las dimensiones obtenidas ( $b = 25$  cm y  $h = 75$  cm,  $d = 68.6$  cm con un recubrimiento de 5 cm, barra de refuerzo #5 y estribos #2) por flexión dando el cálculo la necesidad de utilizar un área de acero ( $A_S$ ) de  $5.7$  cm<sup>2</sup>, para lo cual se usarán 3 barras #5 ( $A_S = 5.97$  cm<sup>2</sup>), ver página 6/7 del anexo. El acomodo propuesto del acero se revisó por agrietamiento según reglamento de ACI 318 [35] pasando satisfactoriamente. Finalmente se revisó la sección propuesta por cortante dando el diseño la necesidad de usar estribos #2 a cada 30 cm. En la página 7/7 del anexo se presenta las dimensiones de la sección definitiva.

## **5 Vida Remanente de Estructuras de Concreto en Ambiente Marino**

### **5.1 Planteamiento del Problema**

Para el acero en estructuras de concreto que pueda estar sujeto al ataque por corrosión, es deseable, y frecuentemente necesario, establecer primero si realmente existe la corrosión en éste. Si se descubre que el acero de refuerzo (o presfuerzo) está corroyéndose, entonces se necesitaría una investigación más completa para distinguir el tipo de la corrosión a la que está sometido, identificar el grado de ésta en función del tipo de manifestación, y hacer el seguimiento del estado de la corrosión. Finalmente, una evaluación del daño de la estructura se podría predecir conociendo la velocidad de corrosión y pérdidas de la sección del acero al momento de realizarse dicha evaluación.

Con el propósito de determinar si la armadura manifiesta corrosión, es necesario realizar una inspección visual periódica. Evidencias visibles como manchas de óxido en la superficie, agrietamiento y desprendimiento en la cobertura del concreto podrían indicar que la estructura ha sobrepasado prematuramente la vida útil para la que fue diseñada. Sin embargo, muchos otros métodos más sofisticados y costosos podrían ser utilizados para obtener el estado de corrosión antes de presentarse dichas evidencias.

Los métodos más usados para determinar la velocidad y el estado de corrosión de la armadura embebida en el concreto se basan en su mayoría en técnicas electroquímicas. Entre las técnicas usadas se encuentran: sensores eléctricos embebidos en el concreto [38], espectroscopia de impedancia electroquímica [39], métodos de mapeo de potencial [40], y técnicas de polarización lineal [39]. Recientemente el uso de métodos de emisión acústicas [41], barrido infrarrojo y barrido por radar [42] han proporcionado nuevas técnicas no-electroquímicas

para investigar de una manera no-destructiva, la calidad y condiciones del concreto y detectar la presencia de corrosión en la armadura de acero.

En este reporte se define, además de las etapas  $T_1$  y  $T_2$  del modelo de Tuutti [9], a la etapa de vida remanente, la cual inicia al momento de la aparición visible de algún síntoma de degradación como por ejemplo grietas anchas de espesor  $> 0.1$  mm, delaminaciones de la cobertura de concreto, pérdida visible de la sección del acero, etc. Como ejemplo típico de una estructura que se encuentra en esta etapa ver Figura 5.1. Se podría definir que la vida remanente sería el tiempo que el dueño de la estructura tendría para repararla antes de que ésta sufra un colapso.



**Figura 5.1 - Fotografía de la subestructura de un puente expuesto a un ambiente marino que se encuentra en su etapa de vida remanente.**



Por obvias razones (presencia de grietas anchas o delaminaciones), esta etapa es la más sencilla de detectar durante una inspección visual. Para evaluar si la estructura se encuentra en las etapas  $T_1$  o  $T_2$ , es necesario realizar un diagnóstico más complejo (y costoso) que una simple inspección visual, la cual debe incluir, por ejemplo, extracción de testigos de concreto para determinar la concentración de cloruros en la posición de la armadura, mapeo de potenciales para saber si el acero está o no activo, estimación de la velocidad de corrosión, etc. Pero en el caso de estructuras que presenten grietas anchas o delaminaciones es fácil evaluar que esa estructura en particular se encuentra en su etapa de vida remanente.

Basado en la información experimental que se encuentra en la literatura versada en este tema [43-51], es en la etapa de vida remanente en donde la estructura comienza a disminuir considerablemente su capacidad de carga, o resistencia. Por esto, si es posible, el dueño de la estructura o las personas encargadas del mantenimiento de ella, deberán evitar a toda costa que dicha estructura llegue a un grado de deterioro similar al mostrado en la Figura 5.1.

## **5.2 Relación Empírica entre Capacidad de Carga y Corrosión**

Al momento de la preparación de este reporte, pocos han sido los investigadores que han intentado determinar la pérdida de resistencia de un elemento estructural producida por corrosión del acero de refuerzo [28-30, 43-51]. A manera de comparación, la Tabla 5.1 lista estas investigaciones, presentando alguno de los parámetros estudiados, así como los rangos de valores obtenidos en cada una de estas investigaciones. Muchas han sido las especulaciones sobre este tema y mucho se necesita investigar antes de poder llegar a conclusiones que sean aceptadas por la comunidad científica. Es por ello que este reporte presenta algunos conceptos que los presentes autores han intentado correlacionar para

entender un poco más esta etapa de vida remanente en estructuras la cual será necesario corroborar cuando se tenga una mayor matriz de datos experimentales y/o de campo.

**Tabla 5.1 – Parámetros utilizados para la obtención de la capacidad de carga de estructuras que presentan degradación por corrosión**

<b>Autor</b>	<b>Densidad de Corriente</b>	<b>Tiempo de Exposición</b>	<b>Area Corroída</b>	<b>% Pérdida de Sección</b>	<b>Ancho de Grietas</b>
Andrade et al. [30] (Prismas) 1996	3, 20, 100 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$	70 - 120 días	70 - 190 $\text{cm}^2$	0.8 - 1.2 %	0.05 - 2.0 mm
Rasheeduzzafar et al. [29] (Cilindros) 1992	3 $\text{mA}/\text{cm}^2$	10 - 36 horas	190 - 910 $\text{cm}^2$	0.1 - 2.8 %	no reportado
Saeki et al. [28] (Prismas) 1988	Reportado 5 V	30 - 50 días	180 $\text{cm}^2$	0.4 - 0.9 %	0.1 - 0.35 mm
Cabrera [43] (Anclaje) (Vigas) – 1996	Reportado 3 V Reportado 3 V	1 - 28 días 28 días	170 - 280 $\text{cm}^2$ 390 $\text{cm}^2$	3.6 - 19.2 % 0.8 - 9.2 %	0.06 - 0.46 mm no reportado
Mangat y Elgarf (Vigas [44]) 1999 (Vigas [45]) 1999	1 - 4 $\text{mA}/\text{cm}^2$ 3 $\text{mA}/\text{cm}^2$	15 - 18 días 16 - 64 horas	540 - 2300 $\text{cm}^2$ 540 $\text{cm}^2$	2.5 - 10 % 1.25 - 5 %	no reportado no reportado
Rodríguez et al (Vigas [46]) 1997 (Columnas[47]) 1996	100 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ 100 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$	100 - 200 días 106 - 204 días	4100 - 7700 $\text{cm}^2$ 4700 - 8200 $\text{cm}^2$	10.1 - 26.3 % 9.1 - 17.8 %	0.2 - 0.6 mm 0.8 - 4.0 mm
Almusallam et al. (Losas [48]) 1997 (Anclaje [49]) 1996	3 $\text{mA}/\text{cm}^2$	1 - 2.5 días	670 $\text{cm}^2$	1 - 75 %	no reportado
Huang y Yang [50] (Vigas) 1997	5 $\text{A}/\text{mm}^2$ ?	126 horas	408 $\text{cm}^2$	< 1%	no reportado
Tachibana et al. [51] (Vigas) (Anclaje) 1990	0.5 $\text{mA}/\text{cm}^2$	3 - 15 días	2010 $\text{cm}^2$ 64 $\text{cm}^2$	2.5 - 12 % no reportado	0.1 - 0.75 mm no reportado

En estudios anteriores hechos por diferentes autores (y presentados en la Tabla 5.1), se determinó experimentalmente la pérdida de resistencia de elementos de concreto sometiéndolos a diferentes tipos de cargas (compresión, flexión, tensión) y a diferentes grados de corrosión de la barra de refuerzo. Estos autores usaron en sus investigaciones vigas, columnas, o pequeños prismas reforzados, a los cuales se le aplicaron cargas dependiendo del tipo de elemento estructural que conformaba.

La corrosión de la armadura en todos estos experimentos (Tabla 5.1) fue acelerada por algún medio electroquímico (corriente o potencial anódico constante). De la Tabla 5.1 se puede observar una gran variación en el tiempo de exposición, rango de las corrientes anódicas (o potenciales anódicos) aplicadas, lo cual dio como resultado una variación también considerable en el área perdida por corrosión así como el ancho promedio de grietas medido al final del periodo experimental.

Para esto se tomó la información de los autores mencionados con anterioridad (de la Tabla 5.1) y se compararon los valores de la capacidad de carga (momento flexionante  $M_C$ , carga axial en compresión  $P_C$ , esfuerzo de anclaje  $EA_C$ ) de los elementos corroídos con los valores de capacidad de carga de los elementos no corroídos (momento flexionante  $M_{NC}$ , carga axial en compresión  $P_{NC}$ , esfuerzo de anclaje  $EA_{NC}$ ). Esto es:

$$\begin{aligned} \text{Vigas: } CC_{\text{CORR}} &= M_C/M_{NC} \\ \text{Columnas: } CC_{\text{CORR}} &= P_C/P_{NC} \\ \text{Anclaje: } CC_{\text{CORR}} &= EA_C/EA_{NC} \end{aligned} \tag{5.1}$$

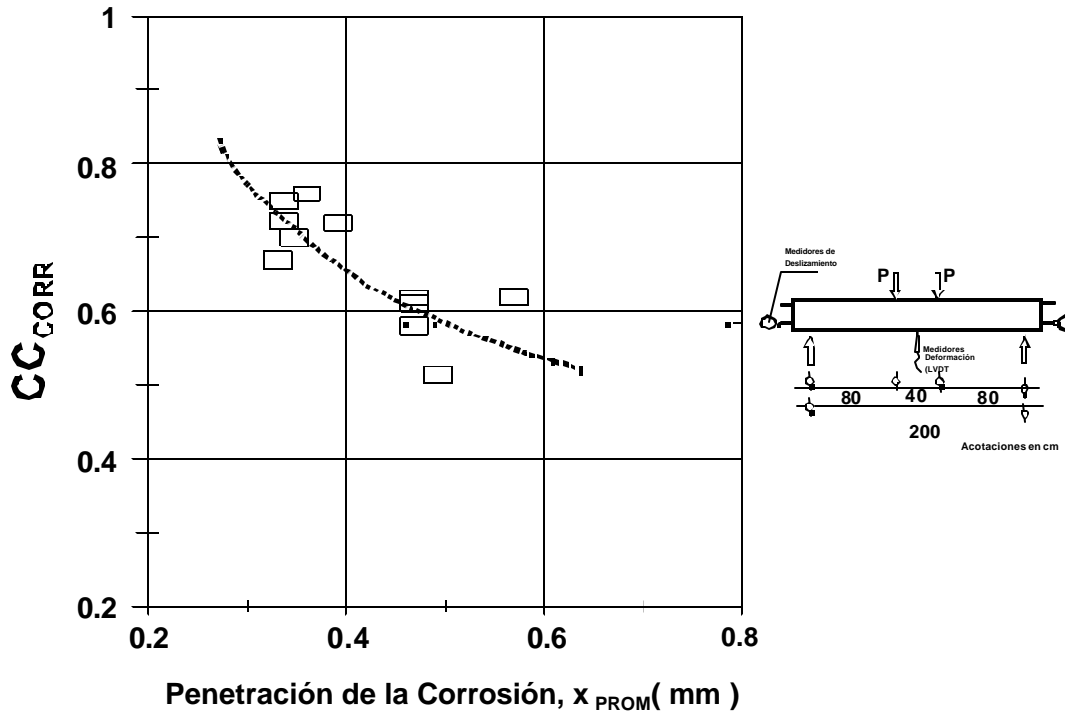


Figura 5.2 - Efecto de la penetración promedio de la corrosión,  $x_{PROM}$ , de la armadura en la resistencia a flexión de vigas [46].

En donde  $CC_{CORR}$  es la capacidad de carga por corrosión de un elemento estructural independiente del tipo de carga que actúa sobre éste. Los valores de  $M_{NC}$ ,  $P_{NC}$ ,  $EA_{NC}$  fueron tomados de los valores experimentales de los elementos llamados 'controles' los cuales no se les aplicó corriente anódica (o potencial anódico) alguna(o). Hasta no tener una matriz de datos más completa, y se tenga un consenso más general sobre este proceso tan complejo, que es el de disminución de la resistencia debido al agrietamiento por corrosión, estos serán los datos utilizados al momento, para obtener correlaciones empíricas que sean útiles en el diseño de la durabilidad de un elemento estructural aislado.

Como ejemplo, las Figuras 5.2 y 5.3 muestran los valores experimentales de  $CC_{CORR}$  de la investigación realizada por Rodríguez et al. para vigas [46] y columnas [47], en función de  $x_{PROM}$ . La tendencia observada en ambas figuras

presenta una disminución de  $CC_{CORR}$  cuando  $x_{PROM}$  aumenta, llegando a valores de  $CC_{CORR}$  del orden del 60% con una  $x_{PROM}$  de únicamente 0.37 mm para barras de acero cuyo diámetro promedio es de 13 mm, lo que corresponde a una pérdida de sección de solamente 11%.

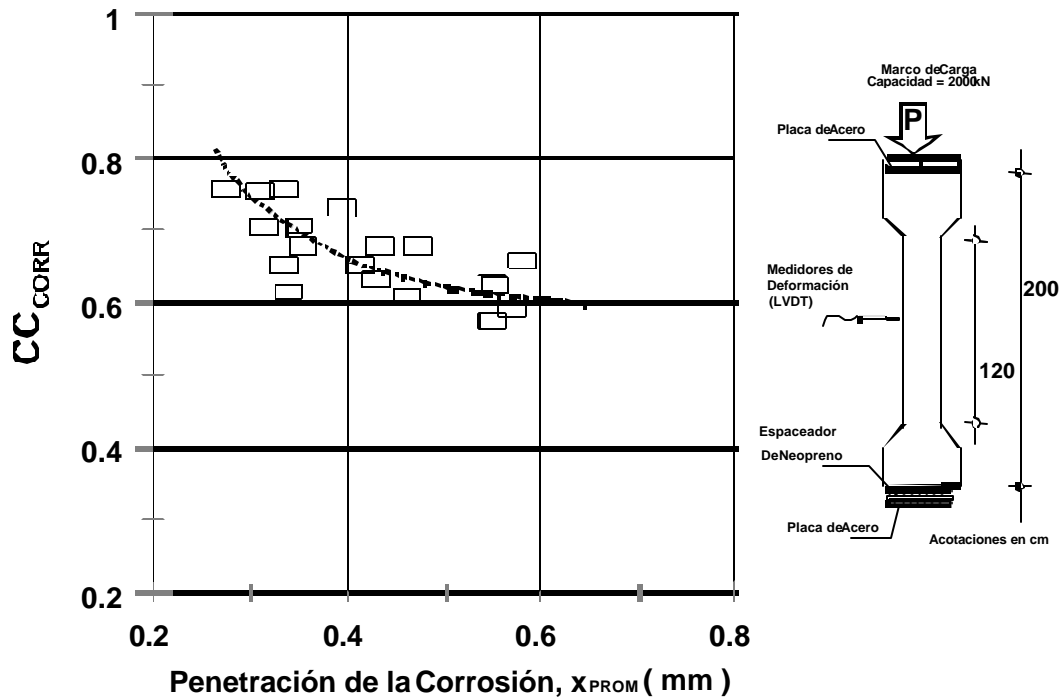


Figura 5.3 - Efecto de la penetración promedio de la corrosión,  $x_{prom}$ , de la armadura en la resistencia a compresión de columnas [47].

Tomando las precauciones necesarias en el caso, y advirtiendo que este procedimiento puede ser un tanto especulativo, la Figura 5.4 muestra la relación obtenida de la mayoría de las investigaciones listadas en la Tabla 5.1 [43-51] entre el cociente  $x_{PROM}/r_0$  y  $CC_{CORR}$ , donde  $r_0$  es el radio original del acero de refuerzo. En este reporte se define como a la reducción del radio de la barra de refuerzo a la relación  $x_{PROM}/r_0$ .

De esta figura se puede observar cómo  $CC_{CORR}$  (para vigas, columnas y losas) disminuye gradualmente al aumentar la reducción del radio de la barra de refuerzo. En la Figura 5.4 se presenta una línea de tendencia (línea gruesa y continua) obtenida de los valores experimentales de vigas, columnas y losas, en los cuales los valores de  $CC_{CORR}$ , aparentemente, son muy similares. En el caso de las pruebas de anclaje se puede observar un comportamiento diferente:  $CC_{CORR}$  primero aumenta casi un 20% para  $x_{PROM}/r_0 \leq 0.01$ , pero después disminuye drásticamente hasta  $\sim 0.2$  para  $x_{PROM}/r_0 = 0.03$ , típico de una falla de tipo frágil.

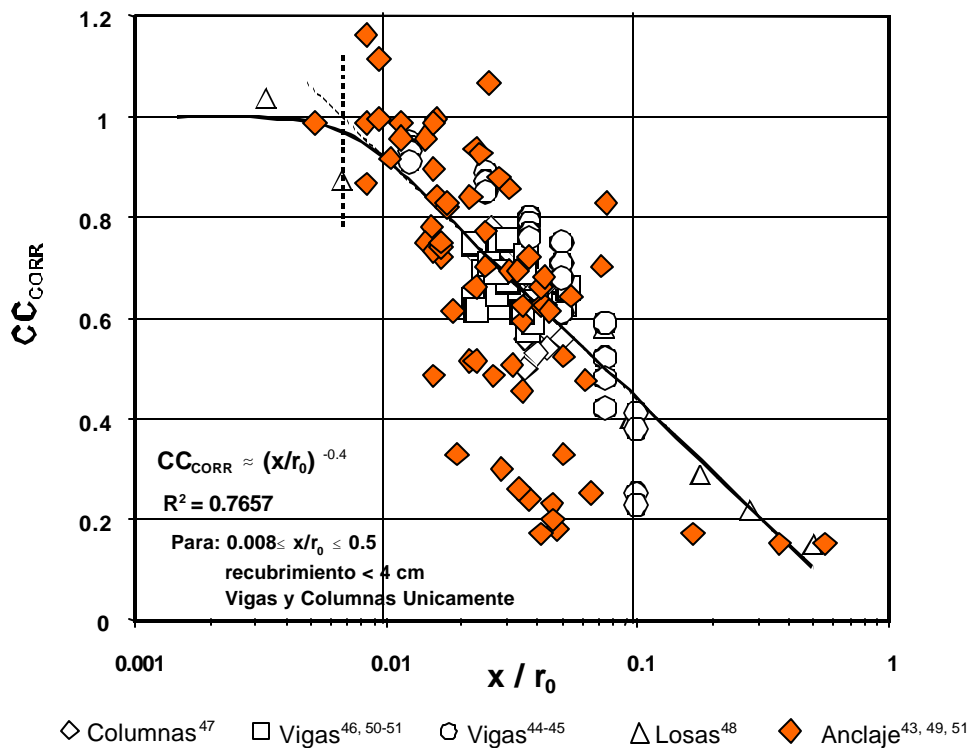


Figura 5.4 – Relación entre la capacidad de carga  $CC_{CORR}$  y el cociente  $x/r_0$  [43-51].

Hasta el momento no se ha podido encontrar el porque de esta diferencia entre la falla gradual en vigas, columnas y losas, y la falla frágil por anclaje. Una

posible razón podría ser que las dimensiones de los elementos usados para determinar  $CC_{CORR}$  por anclaje son muy pequeñas en comparación con los usados en vigas, columnas y losas. Sin tomar en cuenta los valores de  $CC_{CORR}$  por anclaje, se podría estimar una relación empírica entre  $CC_{CORR}$  y  $x_{PROM}/r_0$  de la forma  $CC_{CORR} = A \cdot (x_{PROM}/r_0)^B$ , donde A y B son constantes. Realizando una regresión exponencial se estimó que  $A= 1$  y  $B= -0.4$ , la cual puede ser valida para valores de  $x_{PROM}/r_0$  entre 0.01 y 0.3. Cabe mencionar que los valores presentados en la Figura 5.4 y la relación empírica obtenida corresponden a probetas de laboratorio con un recubrimiento de concreto de entre 1 y 3 cm (valores típicos en elementos estructurales expuestos al ambiente marino en México). Para recubrimientos en estructuras de concreto  $> 3$  cm, esta ecuación empírica estaría sujeta a comprobación.

Otra simplificación hecha, la cual sería conveniente subrayar, es que la información que hasta el momento se tiene sobre  $CC_{CORR}$  fue obtenida de elementos de concreto reforzado individuales dañados en su totalidad por corrosión, los cuales fueron probados hasta la falla por carga última. Esto podría ocultar las interacciones que existen entre elementos que conforman la estructura en la vida real. En otras palabras, es muy distinto el modo de falla de un elemento simple dañado en su totalidad por corrosión, al modo de falla de una estructura, de la cual un elemento podría tener deterioro por corrosión en una zona muy reducida creando una falla de tipo local y no generalizada.

Por ejemplo, si en un puente se presenta un ataque local por corrosión creando desprendimiento del recubrimiento en uno de los pilotes de la subestructura (similar al mostrado en la Figura 5.1), y se estimó que la relación  $x/r_0$  está más allá de los límites presentados en la Figura 5.4, esta región del pilote presentará una

disminución notablemente de su capacidad de carga por corrosión localmente ( $CC_{CORR} < 0.2$ ). Pero en este caso la crujía ( formada por ocho pilotes y la trabe superior), de la cual dicha pila forma parte, podría presentar un valor de  $CC_{CORR}$  mucho mayor, ya que los otros pilotes y/o la trabe superior puedan no presentar deterioro por corrosión. Esto es un estudio que los presentes autores están iniciando y cuyos resultados se presentarán en una publicación posterior.

### **5.3 Relación Empírica entre Pérdida de Sección de la Armadura y Agrietamiento por Corrosión**

La pregunta ahora es como poder estimar aproximadamente el valor de  $CC_{CORR}$  de un elemento estructural que presente corrosión generalizada en función de algún síntoma de degradación que sea fácil de obtener en dicho elemento. Uno de estos síntomas podría ser, por ejemplo el ancho promedio de la grieta (por corrosión) presente en la superficie de concreto. Para ello se realizó un estudio en el cual se hicieron varias autopsias a prismas de concreto reforzado que presentaban agrietamiento por corrosión de la armadura y relacionar el ancho promedio de las grietas en el concreto con la pérdida de diámetro (o sección) de la armadura.

#### **5.3.1 Procedimiento Experimental**

Los doce prismas (dimensiones 90x190x305 mm) que se analizaron para este estudio pertenecían a un proyecto de investigación realizado por la Universidad del Sur de la Florida [52]. El concreto utilizado para la fabricación de estos prismas fue hecho a base de cemento tipo II, agregado grueso producto de la trituración de piedra caliza (tamaño máximo nominal de 10 mm), arena de sílice y una relación agua cemento ( $a/c$ ) de 0.45. La Figura 5.5 presenta, como ejemplo, uno de estos



prismas antes de realizárseles la autopsia. Los prismas fueron curados dentro de los moldes por un periodo de cuatro semanas. Después del periodo de curarlo se les colocó en ambiente de laboratorio (70% humedad relativa,  $21 \pm 2^\circ \text{C}$ ) por dos semanas, periodo que se le denominó de secado.

Después del periodo de secado, los prismas fueron colocados dentro de tanques de acero inoxidable tipo niebla salina y fueron rociados diariamente (por un lapso de una hora) con una solución al 15% de NaCl por un periodo de 40 días. Para acelerar aún más el proceso de penetración de cloruros en el concreto, se perforaron cuatro huecos cortos (13 mm de diámetro y 25 mm de profundidad) en la cara más cercana al refuerzo. Estos huecos fueron después rellenados con un mortero contaminado con NaCl al 10%. Finalmente, se colocaron los prismas dentro de cámaras de humedad relativa controlada por un periodo de ~620 días, en los cuales se monitorearon los potenciales y las corrientes del sistema de protección usado.

La investigación experimental de este proyecto [52] tuvo como objetivo principal el de determinar si era económicamente rentable y óptimo el sistema de protección catódica por ánodo de sacrificio (por metalización de aleaciones de cinc) a diferentes humedades relativas del ambiente. La duración de este proyecto fue de ~700 días. Después de finalizar el periodo de investigación en este proyecto, el siguiente paso fue el de deshabilitar las cámaras de exposición y realizar el estudio que a continuación se explica.



**Figura 5.5 – Ejemplo de Prisma Utilizado en esta Investigación**

Los prismas (doce prismas) de la cámara de 85% de humedad relativa fueron desconectados del panel de mediciones y sacados de la cámara, presentaban grietas superficiales. Después de tomarles a cada prisma fotografías de las seis caras, se realizó un levantamiento de las grietas presentes. Este levantamiento incluyó la preparación de diagramas en donde se dibujaron la posición y los anchos de cada grieta en cada una de las seis caras de los prismas. La Figura 5.6 presenta como ejemplo uno de los levantamientos de grietas realizados en esta investigación.

**Tabla 5.2 – Resultados Experimentales de Esta Investigación**

Espécimen	$X_{PROM}$ (mm)	Profundidad Máxima de Picadura, $PIC_{MAX}$ (mm)
A01-01	0.446	2.356
A01-02	0.327	2.009
A01-03	0.448	1.919
A02-05	0.385	1.302
A02-06	0.487	1.818
A04-10	0.44	1.663
A04-11	0.614	2.081
A04-12	0.098	0.391
A03-7	0.26	0.956
A03-8	0.139	1.132
A03-9	0.36	1.103
A05-13	0.255	1.097
A05-14	0.165	1.177
A05-15	0.265	1.495
A06-16	0.271	1.249
A06-17	0.292	1.306
A06-18	0.246	1.23
A21-37	0.36	0.916
A21-38	0.252	1.552
A21-39	0.27	0.914
A22-40	0.347	1.256
A22-41	0.309	1.417
A22-42	0.257	1.057
A23-43	0.237	1.462
A23-44	0.237	1.061
A23-45	0.266	1.378
A51-46	0.185	0.973
A51-47	0.211	2.672
A51-48	0.22	1.792
A52-49	0.236	1.689
A52-50	0.19	0.921
A52-51	0.216	1.09

A53-52	0.208	1.578
A53-53	0.19	1.511
A53-54	0.218	0.863

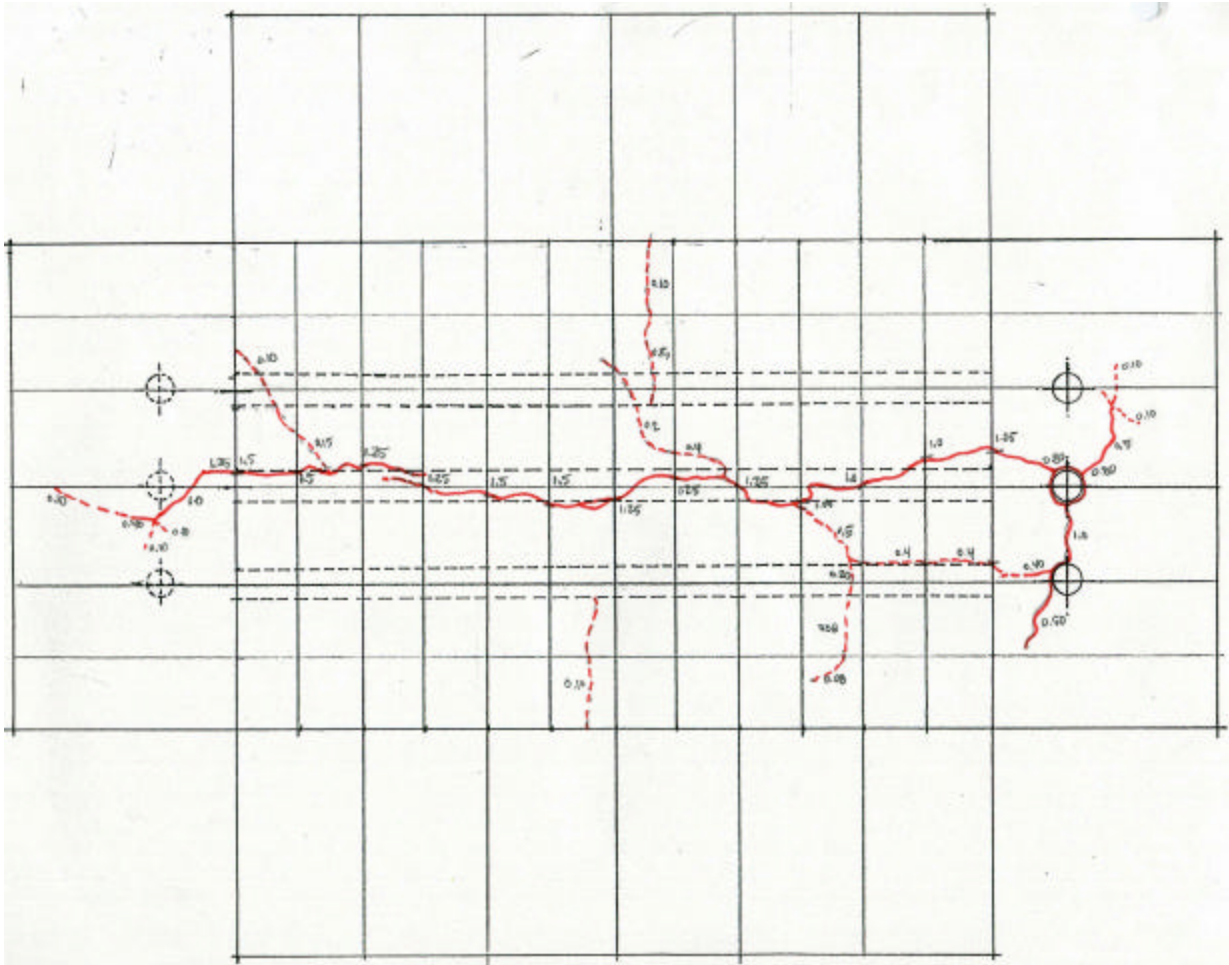


Figura 5.6 – Ejemplo del levantamiento de grietas (Prisma A06)

El siguiente paso fue abrir cada prisma para recuperar las barras (tres barras de refuerzo por prisma) y se procedió a la limpieza de cada barra, eliminando los productos de corrosión adheridos a la superficie de las mismas. A continuación se obtuvieron las masas de cada barra para así estimar la pérdida de masa,  $\Delta W = w_0 - w_F$  (en gr), conociendo la masa inicial y la masa final ( $w_0$  y  $w_F$ , respectivamente). Asumiendo que la geometría de las barras sea un cilindro con diámetro,  $\phi=13$  mm, y

longitud en contacto con el concreto,  $L=230$  mm; y (2) la densidad del acero  $\rho = 7.86$  g/cm<sup>3</sup>; se usó la relación  $x_{\text{PROM}} = \Delta W \cdot 10^3 / (\pi \rho \phi L)$ . Finalmente, se estimó la profundidad de las picaduras ( $> 0.3$  mm) presentes en cada una de las barras

mediante el uso de una lupa y un micrómetro. Los valores de  $x_{\text{PROM}}$  y profundidad máxima promedio de picadura ( $\text{PIC}_{\text{MAX}}$ ) obtenidos en esta investigación se presentan en la Tabla 5.2.

### **5.3.2 Resultados y Discusión**

Para determinar una relación empírica entre  $x_{\text{PROM}}$  y  $w_G$ , se utilizarán los resultados experimentales obtenidos de investigaciones anteriores (Tabla 5.1) y los obtenidos en esta investigación (Tabla 5.2). Con los valores experimentales de  $x_{\text{PROM}}/r_0$  y el  $w_G$  de estos autores se preparó la Figura 5.7. Con estos datos experimentales se estimó una relación empírica entre ambos valores, la cual se muestra como la línea continua en la Figura 5.7. Se debe aclarar nuevamente que estos valores son validos para elementos de concreto reforzado que poseen un recubrimiento  $< 3$  cm. Para recubrimientos mayores, el comportamiento estaría sujeto a comprobación.

Los datos experimentales de  $w_G$  y  $x_{\text{PROM}}$  presentados en la Figura 5.7 muestran una dispersión muy pronunciada, por lo que la ecuación empírica mostrada en la misma figura puede tener una desviación entre la mitad y el doble del valor medio obtenido por dicha ecuación empírica. Como un ejemplo, suponiendo que un elemento estructural presente una grieta (producida por la corrosión del acero embebido) con un ancho promedio de 0.5 mm medido en campo, se puede estimar que el valor aproximado de  $x_{\text{PROM}}/r_0$  (usando la ecuación empírica  $w_G = 21.8 \cdot (x_{\text{PROM}}/r_0)$ ) sería de 0.023 mm. De la Figura 5.7 se puede observar que los valores experimentales de  $x_{\text{PROM}}/r_0$ , recopilados de la literatura reciente, para  $w_G = 0.5$  mm fluctuarían entre 0.015 y 0.05, la cual representa una diferencia entre estos valores de más del doble (variaciones muy comunes de encontrar cuando se habla de corrosión de acero en concreto).

Usando este rango de valores de  $x_{\text{PROM}}/r_0$  (0.015 y 0.5), el rango de valores de  $CC_{\text{CORR}}$  calculado usando la Figura 5.4 sería de entre 0.6 y 0.8. Esto implicaría que el elemento estructural en estudio poseería una pérdida de resistencia de entre 20% y 40% de su resistencia original, aproximadamente.

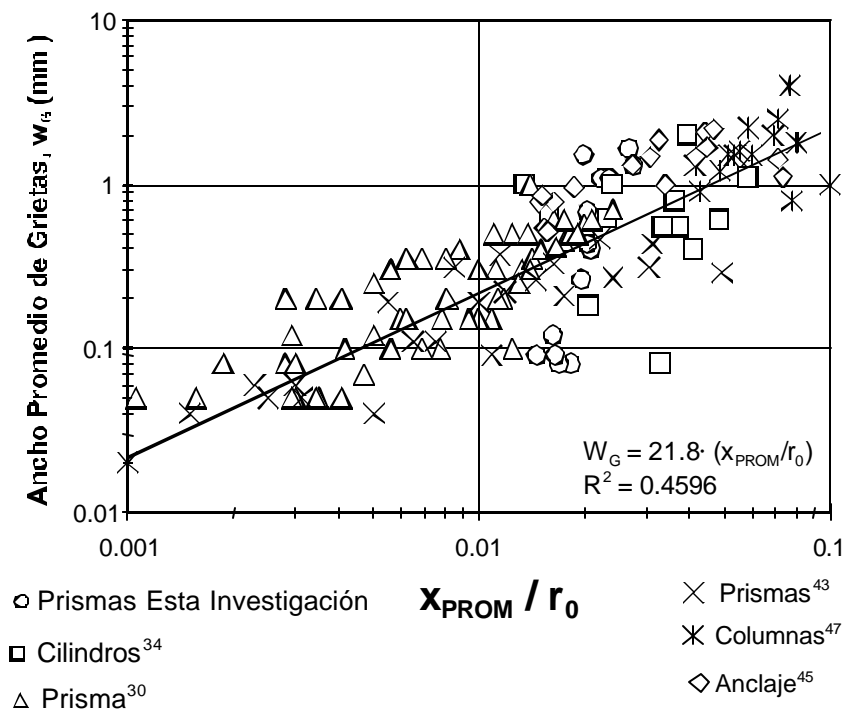


Figura 5.7 – Relación entre  $x_{\text{PROM}}$  y  $w_g$  obtenida de datos experimentales

#### 5.4 Relación Empírica entre $x_{\text{PROM}}$ y Profundidad Máxima de Picadura

Se ha podido demostrar de publicaciones anteriores que la corrosión del acero, debido a la contaminación de cloruros en el concreto, produce una disminución de su sección transversal que presenta una morfología altamente localizada. Este tipo de corrosión se caracteriza porque la capa pasivante se disuelve sólo local o puntualmente

(picaduras). Estas zonas actúan como un ánodo frente al resto que permanece pasivo, el cual actúa como el cátodo. El ataque progresa, pues, en

profundidad, pudiéndose llegar a la fractura de la barra por la alta concentración de esfuerzos que esta picadura generaría. Este fenómeno es aún más crítico si al acero se le aplica un pre-esfuerzo o es postensado.

Con los valores de profundidad promedio máxima de picadura ( $PIC_{MAX}$ ) determinados en esta investigación (Tabla 5.2) y usando de nueva cuenta la información experimental disponible en la literatura sobre el tema, se podría obtener una relación empírica entre la penetración de la corrosión promedio y la profundidad máxima de picadura,  $P_C$ . La Figura 5.8 presenta esta relación entre los valores experimentales de  $x_{PROM}$  y  $PIC_{MAX}$ , obtenida de las investigaciones anteriores [34, 48, 49, 30, 53]. La línea continua en la Figura 5.8 representa la ecuación empírica (obtenida por regresión lineal) que relaciona a  $x_{PROM}$  y  $PIC_{MAX}$ . Esta relación empírica comprueba lo observado por González et al. en donde  $PIC_{MAX}$  es aproximadamente siete veces más que el valor de  $x_{PROM}$  [53].

Como ejemplo se considera el pilote de concreto de la Figura 5.1. El pilote pretensado en cuestión posee doce tendones de 8 mm de diámetro (cuatro por cara), los cuales tienen siete alambres con un diámetro de 2.6 mm cada alambre. Durante la evaluación del estado de degradación, se determinó que presentaba un ancho promedio de grietas de 0.5 mm. Usando como herramienta de diseño la Figura 5.7 (asumiendo que la morfología del agrietamiento por corrosión de estructuras presforzadas es similar a la de estructuras reforzadas), se estimó que el valor de  $x_{PROM}/r_0$  puede estar entre 0.015 y 0.05 (ver inciso anterior). De este rango se estimó que  $x_{PROM}$  puede estar entre 0.06 y 0.2 mm. Finalmente, usando la Figura 8, se estimó que  $PIC_{MAX}$  puede estar en el rango 0.5 y 2.5 mm.

En el caso más desfavorable, cuando  $PIC_{MAX} = 2.5$  mm, representaría que la picadura sería del mismo orden que el diámetro de un alambre del tendón, lo cual implicaría que habría una probabilidad muy alta de que al menos un alambre no



existiera, condición crítica en el caso del estado de esfuerzos en que el tendón se encuentra en este tipo de estructuras.

Como resumen, la información presentada en esta sección fue dedicada únicamente para mostrar al lector alguna de las preguntas que deben responderse para poder con certeza incluir esta etapa (de la vida remanente) en el modelo por durabilidad. El tema quedará abierto para que al recopilar un mayor número de datos experimentales, el lector pueda conocer con mayor certidumbre la pérdida de resistencia de un elemento estructural de concreto sujeto a un deterioro por corrosión del acero.

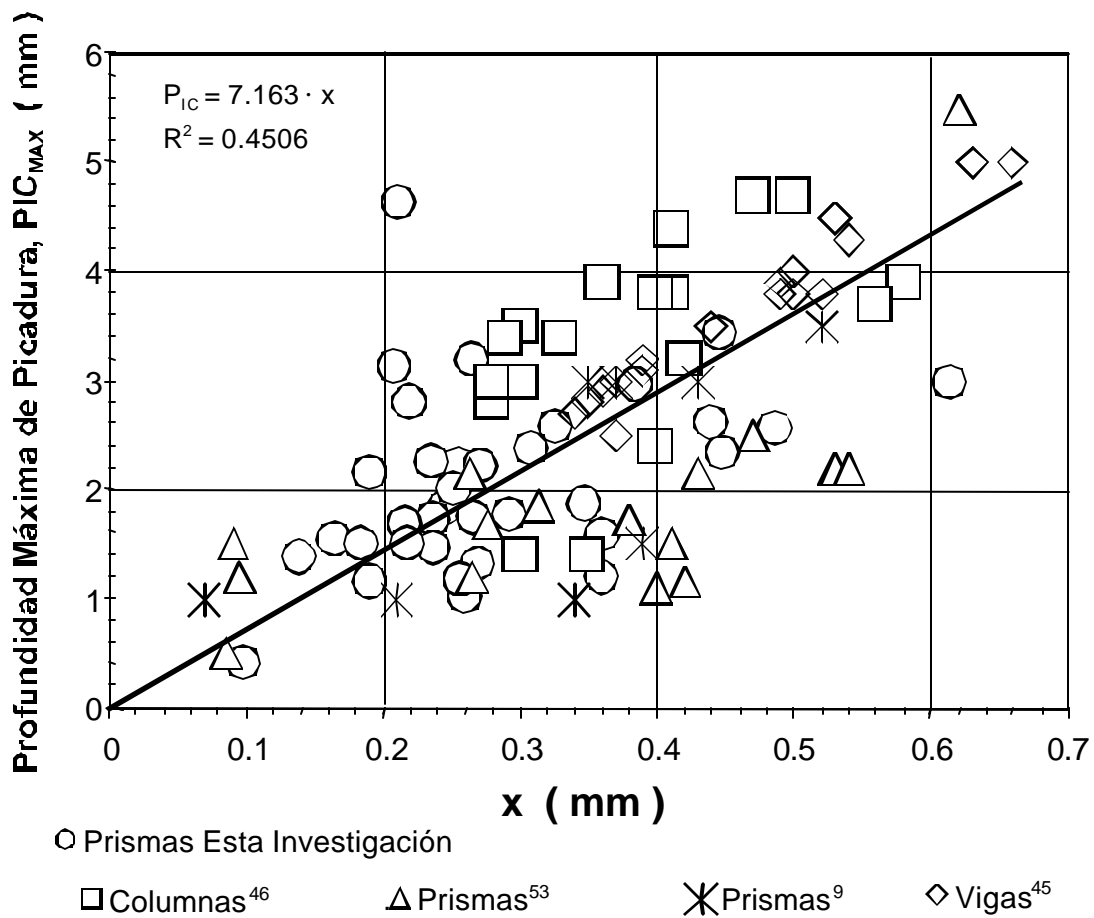


Figura 5.8 – Relación entre  $PIC_{MAX}$  y  $x_{PROM}$  obtenida de datos experimentales

Mucho hace falta para llegar al nivel de conocimiento para incluir a la durabilidad en alguno de los reglamentos de diseño estructural como el del American Concrete Institute (ACI) o el europeo CEB. A pesar de ello el conocimiento aportado por la sociedad científica de nuestro tiempo ha ayudado en gran medida para la generación de ayudas de diseño que en un futuro no muy lejano servirán para la creación de dicho código de diseño integral por durabilidad y cargas. Este reporte, el cual consta de cuatro partes principales, sirve al lector como un primer intento para incluir los conceptos de durabilidad en el diseño de estructuras de concreto.

En la primera parte de este trabajo se presentaron los conocimientos de investigaciones en durabilidad del concreto en ambiente marino, específicamente en la obtención de ayudas de diseño para estimar los factores más importantes en el periodo de iniciación de la corrosión (etapa  $T_1$ ) y transferir esta información para ser incluida, en un 'modelo de durabilidad,' al diseño estructural del elemento de concreto.

En la segunda parte se compilaron datos experimentales para la determinación empírica de la duración del periodo  $T_2$ , o de propagación de la corrosión, para estructuras expuestas a un ambiente marino.

En la tercera parte se mostró la metodología para el diseño integral de un elemento de concreto (viga) considerando no sólo las acciones mecánicas sino también las acciones ambientales, que en el caso del presente reporte, corresponden a las acciones de un medio ambiente marino.

El propósito de la cuarta parte de este trabajo es básicamente el reunir los conocimientos de investigaciones anteriores en lo concerniente a la etapa de la vida remanente de estructuras de concreto, y transferir esta información para ser incluido en el modelo para diseño por durabilidad de una estructura de concreto propuesta anteriormente en las dos primeras partes de este reporte. Se presenta en esta sección valores experimentales que relacionan el grado de deterioro de un elemento de concreto por corrosión en función de su capacidad de carga. Se propone, también, un método para la determinación de la capacidad de carga en función de síntomas visibles de deterioro, como el ancho de grietas producidas por corrosión del acero. Por último se discute la formación de picaduras en el acero y su efecto en la disminución de la capacidad de carga de un elemento de concreto que presente esta forma de deterioro.

- 1 ACI-201, "Proposed revision of guide to durable concrete," ACI Materials Journal, 88, 5 (1991): p.544.
- 2 RILEM Report 12, "Performance criteria for concrete durability," Eds. Kropp J., y Hilsdorf., (London, UK: E & FN SPON, 1996).
- 3 Red DURAR, "Manual de inspección, evaluación y diagnóstico de corrosión en estructuras de hormigon armado," CYTED, Programa Iberoamericano de Ciencia y Tecnología para el Desarrollo, Subprograma XV Corrosión/Impacto Ambiental sobre Materiales (Maracaibo, Venezuela: CYTED, 1997).
- 4 RILEM Report 14, "Durability design of concrete structures," Eds. Sarja A. y Vesikari E., (London, UK: E & FN SPON, 1996).
- 5 Fontana, M. G., "Corrosion engineering," 3<sup>a</sup> Ed., (New York, New York, USA: Mc GrawHill, 1986), pp. 556.
- 6 Mindess, S., and Young, J. F., "Concrete," (Englewwod Cliffs, New Jersey, USA: Prentice Hall, Inc., 1981).
- 7 Andrade, C., Alonso, M.C., y Gonzalez, J.A., "An initial effort to use the corrosion rate measurements for estimating rebar durability," en Corrosion Rates of Steel in Concrete, ASTM STP 1065, eds. N.S. Berke, V. Chaker, y D. Whiting, (Philadelphia, USA: ASTM, 1990), pp. 29-37.
- 8 CEB, "Durable concrete structures, design guide, eurointernational committee for concrete," (London, UK: Thomas Thelford Services Ltd., 1992).
- 9 Tuutti, K., "Corrosion of steel in concrete" (Stockholm, Sweden: Swedish Cement and Concrete Research Institute, 1982).
- 10 Bažant, Z. P., "Physical model for steel corrosion in concrete sea structures - theory," J. Struct. Div., ASCE, 105 (ST6), 1979a, pp. 1137-1153.
- 11 Bažant, Z. P., "Physical model for steel corrosion in concrete sea structures - application," J. Struct. Div., ASCE, 105 (ST6), 1979b, pp. 1155-1166.

- 12 Browne, R. D., "Mechanism of corrosion of steel in concrete in relation to design, inspection and repair of offshore and coastal structures," ACI SP-65, Ed. Malhotra, V. M., (Detroit, Michigan, USA: American Concrete Institute, 1980), pp. 169-204.
- 13 Beeby, A. W., "Cracking, cover, and corrosion of reinforcement," *Conc. Intl.*, 5 (2), 1983, pp. 35-40.
- 14 CEN (European Committee for Standardization), "ENV 1991 1. Eurocode 1: Basis of design and actions on structures. Part 1: Basis of design," (Brussels, Belgium: 1994).
- 15 BSI, "BS 7543 Guide to durability of buildings and building elements, products and components," (London, UK: British Standards Institution, 1992).
- 16 Crank, J., "The mathematics of diffusion," 2<sup>da</sup> Ed., (Oxford University, USA: Clarendon Press, 1975).
- 17 Li, L., "Pitting corrosion and chloride corrosion threshold of reinforcing steel in alkaline solutions," Tesis doctoral, (University of South Florida, USA: 2000).
- 18 Bamforth, P., "Predicting the risk of reinforcement corrosion in marine structures," *Corrosion Prevention & Control*, agosto, 1996, pp. 91-99.
- 19 Bamforth, P., "Chloride penetration and service life," publicación presentada en *Corrosion and protection of metals in contact with concrete – COST-509 Workshop*, Sevilla, España, septiembre, 1995.
- 20 Bamforth, P., "Definition of exposure classes and concrete mix requirements for chloride contaminated environments," publicación presentada en *SCI 4<sup>th</sup> international symposium on corrosion of reinforcement in concrete construction*, Cambridge, UK, julio, 1996.
- 21 Bamforth, P., "Factors influencing chloride ingress into marine structures," publicación presentada en *Economic and durable construction through excellence*, Dundee, UK, septiembre, 1993.
- 22 Sagüés, A. A., "Corrosion of epoxy coated rebar in Florida bridges," reporte final al FDOT, WPI No. 0510603, State job No. 99700-7556-010, 1994.

- 23 Sagüés, A. A., y Kranc, S. C., "Corrosion forecasting for 75-year durability design of reinforced concrete – Update on assessment of chloride penetration of sound concrete in FDOT bridge structures," reporte parcial, State Job #99700-3515-020, WPI #0510805, 1999.
- 24 Jaegerman, C., "Effect of water-cement ratio and curing on chloride penetration into concrete exposed to Mediterranean sea climate," *ACI Mats. J.*, 87, 4, 1990, pp. 333-339.
- 25 Gjorv, O. E., Tan, K. y Zhang, M., "Diffusivity of chlorides from seawater into high-strength lightweight concrete," *ACI Mats. J.*, 91, 5, 1994, pp. 447-452.
- 26 Mustafa, M. A., y Yusof, K. M., "Atmospheric chloride penetration into concrete in semi-tropical marine environment," *ACI Struct. J.*, 24, 4, 1994, pp. 661-670.
- 27 Torres-Acosta, A. A., "Cracking induced by localized corrosion of reinforcement in chloride contaminated concrete," disertación doctoral, (University of South Florida, USA: 1999).
- 28 Saeki, N., Fujita, Y., Takada, N. y Ohta, T., "Control of rust damage of reinforced concrete in a corrosive environment" *ACI SP-109*, ed. V.M. Malhotra (Detroit, MI: American Concrete Institute, 1988), p. 163.
- 29 Rasheeduzzafar, Al-Saadoun, S. S. y Al-Gahtani, A.S., "Corrosion cracking in relation to bar diameter, cover, and concrete quality," *J. of Mats. in Civil Eng.*, 4, 4 (1992), p. 327.
- 30 Andrade, C., Alonso, C., Molina, F. J., "Cover cracking as a function of rebar corrosion: Part I - Experimental test" *Mats. Structs.*, 26, 1993, pp. 453-464.
- 31 Andrade, C., Alonso, C., Molina, F. J., "Cover cracking as a function of rebar corrosion: Part II - Numerical model" *Mats. Structs.*, 26, 1993, pp. 532-548.
- 32 Andrade, C., Alonso, M. C., Rodríguez, J., y García, M., "Cover cracking and amount of rebar corrosion: importance of the current applied accelerated tests," en *Concrete Repair, Rehabilitation and Protection*, eds, R.K. Dhir and M.R. Jones (London, UK: E&FN Spon, 1996), p. 263.

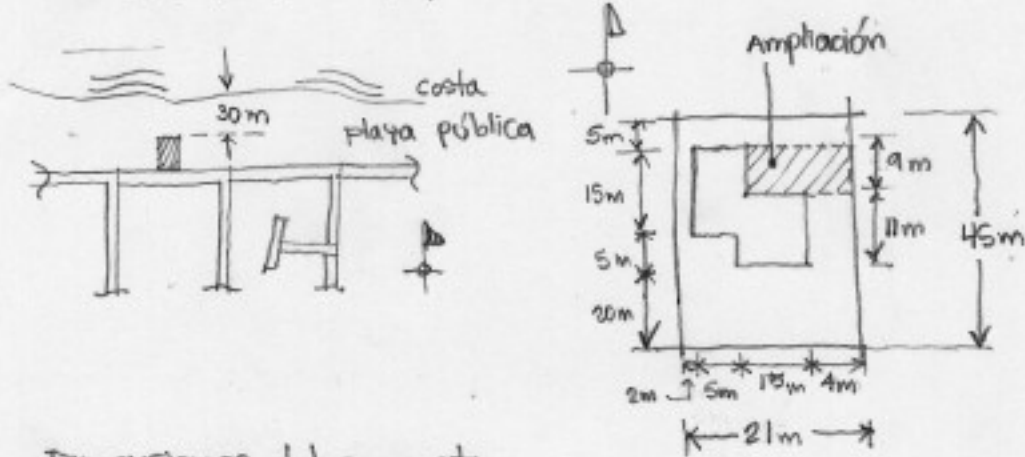
- 33 Alonso, C., Andrade, C., Rodriguez, J. and Diez, J. M., "Factors controlling cracking of concrete affected by reinforcement corrosion," *Mats. and Structs.*, 31, 1998, pp. 435-441.
- 34 Torres-Acosta, A. A., Castro, P., and Sagüés, A. A., "Efecto de la velocidad de corrosión en el proceso de agrietamiento del concreto," presentado en el XIV Congreso Nacional de la sociedad Mexicana de electroquímica, Mérida, Mexico, agosto, 1999.
- 35 ACI Committee 318, "Building Code Requirement for Structural Concrete (ACI 318-95) and Commentary (ACI 318R-95)," ACI, (Farmington Hills, Michigan: 1996).
- 36 Sagüés, A. A., and Powers, R. G., "Corrosion and corrosion control of concrete structures in Florida - What can be learned?," presentado en el International Conference on Repair of Concrete Structures, Svolve, Norway, 1997.
- 37 Mindess, S., and Young, J. F., "Concrete," (Englewood Cliffs, New Jersey, USA: Prentice Hall, Inc., 1981).
- 38 Yuan, J., Wang, W., Jones, S.H., Witenburg, A., and Kelly, R.G., "An ASIC for electrochemical measurements of corrosivity in concrete," Proceedings of the International Conference on Corrosion and Rehabilitation of Reinforced Concrete Structures, (Orlando, FL: Federal Highway Administration 1998), Publication number FHWA-SA-99-014.
- 39 Sagüés, A.A., Kranc, S.C., and Moreno, E.I., "The time domain response of a corroding system with constant phase angle interfacial component—Application to steel in concrete," *Corrosion Science*, 37, 7 (1995): p. 1097.
- 40 Castro, P., Castillo, R., and Maldonado, L., "Penetration of chlorides and rebar corrosion in concrete columns of two buildings at a marine site," Paper No. 321, CORROSION/96, (Houston, TX: NACE, 1996).

- 
- 41 Li, Z., Li, F., Zdunek, A., Landis, E., and Shah, S., "Application of acoustic emission technique to detection of reinforcing steel corrosion in concrete," *ACI Materials Journal*, 95, 1 (1998): p. 68.
- 42 Roberts, R.L., and Romero, F.A., "High resolution GPR bridge deck evaluation surveys," en *Proceedings of the International Conference on Corrosion and Rehabilitation of Reinforced Concrete Structures*, (Orlando, FL: Federal Highway Administration 1998), Publication number FHWA-SA-99-014.
- 43 Cabrera, J. G., "Deterioration of concrete due to reinforcement steel corrosion," *Cem. & Conc. Composites*, 18, 1996, pp. 47-59.
- 44 Mangat, P. S. y Elgarf, M S., "Flexural strength of concrete beams with corroding reinforcement," *ACI Struct. J.*, 96, 1, 1999, pp. 149-158.
- 45 Mangat, P. S. y Elgarf, M. S., "Strength and serviciability of repaired reinforced concrete beams undergoing reinforcement corrosion," *Mag. Of Conc. Res.*, 51, 2, 1999, pp. 97-112.
- 46 Rodriguez, J., Ortega, L. M. y Casal, J., "Load carrying capacity of concrete structures with corroded reinforcement," *Constr. and Build. Mats.*, 11, 4, 1997, pp. 239-248.
- 47 Rodriguez, J., Ortega, L. M. y Casal, J., " Load bearing capacity of concrete columns with corroded reinforcement," publicación presentada en *SCI 4<sup>th</sup> international symposium on corrosion of reinforcement in concrete construction*, Cambridge, UK, julio, 1996.
- 48 Almusallam, A. A., Al-Gahtani, A. S., Maslehuddin, M., Khan, M. M. y Aziz, A. R., "Evaluation of repair materials for functional improvement of slabs and beams with corroded reinforcement," *Proc. Insts. Civ. Engrs., Structs., & Bldgs.*, 122, 1997, pp. 27-34.
- 49 Almusallam, A. A., Al-Gahtani, A. S., Aziz, A. R. y Rasheeduzzafar, "Effect of reinforcement corrosion on bond strength," *Constr. and Build. Mats.*, 10, 2, 1996, pp. 123-129.

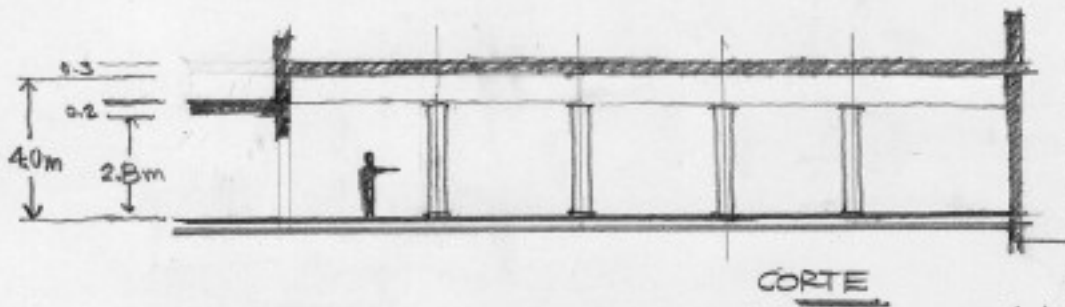
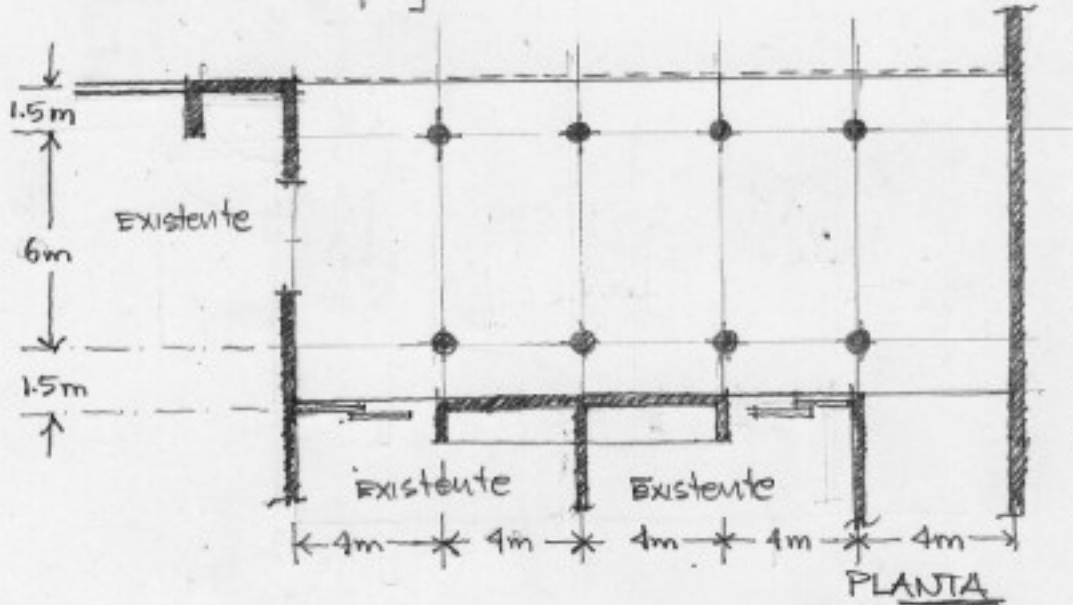


- 50 Huang, R. y Yang, C. C., "Condition assessment of reinforced concrete beams relative to reinforcement corrosion," *Cem. And Concr. Composites*, 19, 1997, pp. 131-137.
- 51 Tachibana, Y., Maeda, K., Kajikawa, Y y Kawamura, M., "Mechanical behaviour of RC beams damaged by corrosion of reinforcement," en *Corrosion of Reinforcement in Concrete*, Eds. C.L. Page, K.W.J. Treadaway, P.B. Bamforth, 1990.
- 52 Sagüés, A. A., and Powers, R.G., "Sprayed zinc galvanic anodes for concrete marine bridge substructure," Strategic Highway Research Program, SHRP-S-405, Washington, DC., 1994.
- 53 González, J. A., Feliú, S. y Rodríguez, P., "Threshold steel corrosion rates for durability problems in reinforced structures," *Corrosion*, 53, 1, 1997, pp. 65-71.

### Ubicación del Proyecto



### Dimensiones del proyecto



1/7

Descripción Método Constructivo:

- Techumbre: Se utilizará el sistema vigueta-bovedilla. Usando especificaciones de fabricante de este sistema se utilizará vigueta pretensada 12-5 y bovedilla de 20x25x56cm.
- Estructura: A base de vigas de concreto reforzado (a diseñar en este reporte), columnas huecas de piedra con interior de concreto reforzado (no incluido en diseño), cimentación a base de zapata aislada y contratrupe ambos de concreto reforzado (no incluidos en el diseño).

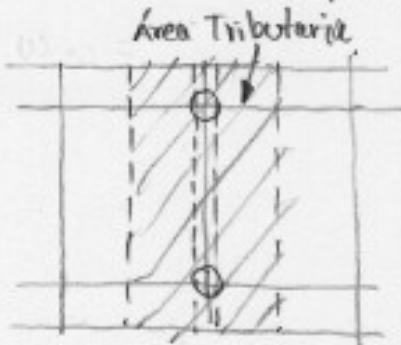
• Análisis de Cargas:



(CM):

Caloreto: $2000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} (0.05 \text{ m})$	$= 100 \text{ kg/m}^2$
Techumbre (especific. fabric.)	$= 313 \checkmark$
Aplomado: $2400 (0.02)$	$= 48 \checkmark$
Instalaciones	$= 25 \checkmark$
	$CM = 486 \text{ kg/m}^2$

(CV):  
Por ser azotea (pendiente < 2%)  
 $CV = 100 \text{ kg/m}^2$



$$W_{CM} = 486 (4) + 2400 (0.25 \times 0.75) = 2394 \text{ K/mL}$$

$$W_{CV} = 100 (4) = 400 \text{ K/mL}$$

$$W_{CM} + W_{CV} = 2794 \text{ K/mL}$$

$$W_u = 1.4 W_{CM} + 1.7 W_{CV} = 4032 \text{ K/mL}$$

→ El diseño no considerará cargas accidentales

$$\frac{W_u}{W_{CM} + W_{CV}} = \frac{4032}{2794} = 1.44$$

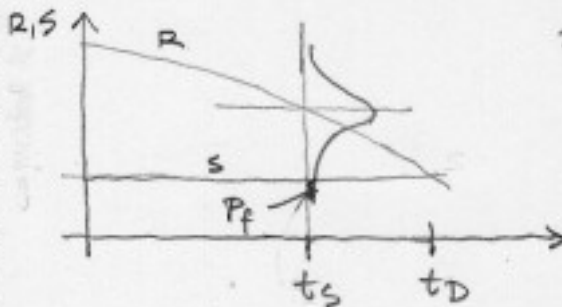
• Requerimientos mínimos de diseño:

Según Reglamento ACI 318 sección 7, para concreto expuesto directamente al ambiente y refuerzo principal a base de barras #5 (16 mm) o menores, el recubrimiento mínimo deberá ser  $C_{MIN} = 5 \text{ cm}$ .

De la Tabla 3 para exposición muy severa con salpicado de agua salada  $(C_f)_{MIN} = 325 \text{ kg/m}^3$ ,  $(a/c)_{MAX} = 0.55$

• Determinación de  $t_D$ :

Se estimó con el dueño del proyecto que  $t_s = 50$  años



usando Tabla 1 para límite último con  $P_f = 9.7 \times 10^{-4}$ , no muy serio y  $\lambda_b = 0.6 \rightarrow \lambda_t = 2.86$

$$\therefore t_D = \lambda_t t_s = 2.86 (50) = \underline{143 \text{ años}}$$

• Diseño por Durabilidad:

→  $T_2$ : Asumiendo corrosión uniforme.

$$X_{CRIT} = 0.011 \left( \frac{C}{\phi} \right) = 0.011 \left( \frac{5}{1.6} \right) = 0.034 \text{ mm}$$

de Tabla 7 para costa Yucateca  $i_{CORR} = 0.042 \text{ mm/año}$

$$\therefore T_2 = \frac{X_{CRIT}}{i_{CORR}} = \frac{0.034}{0.042} = 0.82 \text{ años} \sim \underline{1 \text{ año}}$$

→  $T_1$ : El valor de  $T_1$  se obtiene despejando ecuación (8)

$$T_1 = T - T_2 = t_D - T_2 = 143 - 1 = \underline{142 \text{ años}}$$

Se establecerá el tipo de concreto para lograr este valor de  $T_1 = 142$  años

Considerando:  $C_s = 3\%$  (promedio de valores obtenidos en campo por el FDOT en golfo de Mex.)

$C_{corri} = 1\%$  (Bamforth (1999) explicó que 0.5% no es suficiente para activar al acero)

Despejando DEF de ecuación (11)

$$\therefore DEF = \frac{1}{12 T_1} \left[ \frac{C}{1 - \sqrt{\frac{C_{corri}}{C_s}}} \right]^2 = \frac{1}{12(142)} \left[ \frac{5}{1 - \sqrt{\frac{1}{3}}} \right]^2$$

$$(DEF)_{MAX} = 0.082 \frac{cm^2}{año} \quad (2.6 \times 10^{-9} \frac{cm^2}{s})$$

Revisando si un concreto con relación  $a/c = 0.55$  cumple el valor de  $(DEF)_{MAX}$ .

Usando el método del ACI para el diseño de mezclas con  $a/c = 0.55$  y revenimiento 80-100 mm  $\alpha = 215 \text{ K/m}^3$

$$\therefore c_f = \frac{215}{0.55} = 390 \text{ K/m}^3 \quad \text{no reemplazo de ceniza volante (fa=0)}$$

Usando ecuación (12)

$$\therefore DEF = \frac{0.68 (a/c)^{0.73}}{(c_f)^{2.8} (t)^{0.4} (1+fa)^{2.6}} = \frac{0.68 (0.55)^{0.73}}{(390)^{2.8} \left(\frac{142}{2}\right)^{0.4} (1+0)^{2.6}} = 4.4 \times 10^{-9} \frac{cm^2}{s} > 2.6 \times 10^{-9} \frac{cm^2}{s}$$

→ se necesitará cambiar la mezcla de diseño

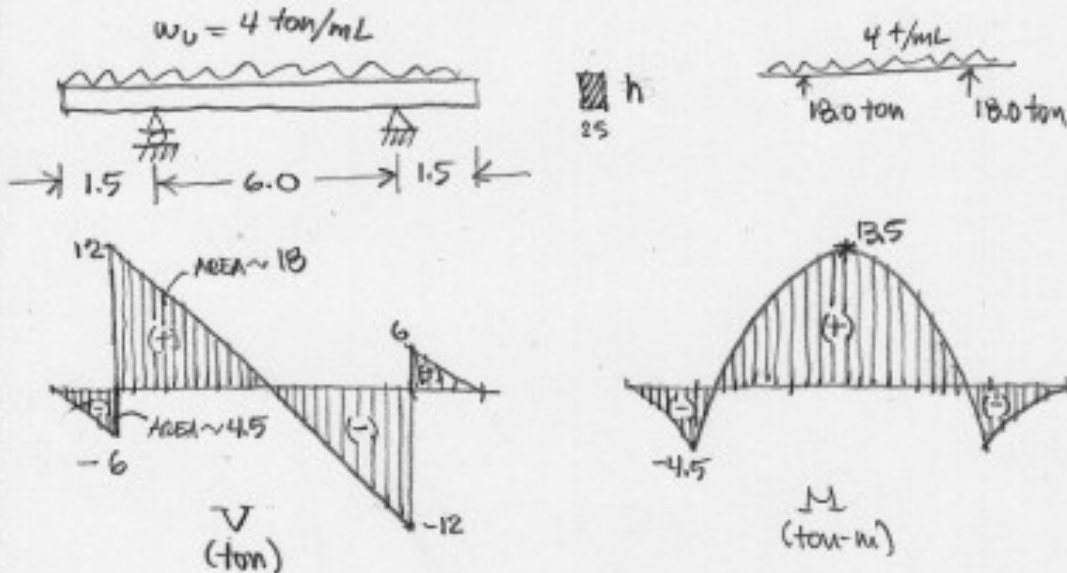
$$\text{Utilizando } a/c = 0.45 \quad c_f = 215/0.45 = 478 \text{ K/m}^3 \quad (f'_c = 400 \frac{kg}{cm^2})$$

$$\therefore DEF = \frac{0.68 (0.45)^{0.73}}{(478)^{2.8} \left(\frac{142}{2}\right)^{0.4}} = 2.2 \times 10^{-9} \frac{cm^2}{s} < (DEF)_{MAX} \quad \underline{OK}$$

4/7

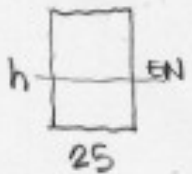
• Dimensionamiento (Diseño Mecánico)

→ Análisis Estructural



→ Momento de agrietamiento ( $M_{agr}$ )

$$M_{agr} = \frac{f_r I_c}{y}$$



$$I_c = \frac{1}{12} (25) h^3 = 2.1 h^3$$

$$E = 15100 \sqrt{400} = 3 \times 10^5 \text{ K/cm}^2$$

$$f_r = 2 \sqrt{f'_c} = 2 \sqrt{400} = 40 \text{ K/cm}^2$$

$$M_{agr} = (M_{MAX})_{SERVICIO} = \frac{13.5 \times 10^5}{1.44} = \frac{40 (2.1 h^3)}{\frac{h}{2}} = 168 h^2$$

$$\therefore h = 74.7 \text{ cm} = \underline{75 \text{ cm}} \quad I_c = 885937.5 \text{ cm}^4$$

→ Deflexión crítica al centro claro (ACI 318)  $I_e = I_c$

$$\Delta = \frac{5}{48} \frac{L_n^2}{EI_e} [M_E + 0.1 (M_i + M_d)] = \frac{5}{48} \frac{(600)^2 [13.5 + 2(4.5)] \frac{10^5}{1.44}}{(3 \times 10^5)(885937.5)}$$

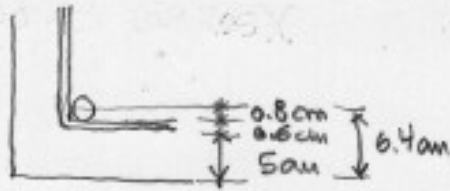
$$\Delta = \underline{0.22 \text{ cm}} > \Delta_{max} = \frac{L}{480} = \frac{600}{480} = \underline{1.25 \text{ cm}}$$

OK

5/7

→ Revisión por flexión  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$   $f'_c = 400 \text{ kg/cm}^2$

Se considerará el uso de barras #5 como refuerzo principal y #2 como estribos



$$d = h - \text{recubr.} = 75 - 6.4 = \underline{68.6 \text{ cm}}$$

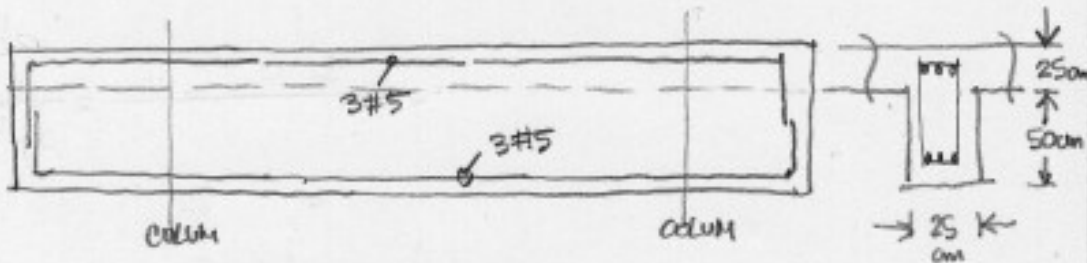
$$\frac{M_u}{\phi b d^2 f'_c} = \frac{13.5 \times 10^5}{(0.9)(25)(68.6)^2(400)} = 0.032 \rightarrow w = 0.033$$

$$\rho = w \frac{f'_c}{f_y} = 0.033 \frac{(400)}{4200} = 0.0031$$

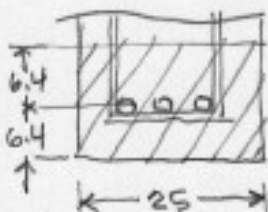
$$\rho_{\min} = \frac{14}{f_y} = \frac{14}{4200} = 0.0033 > \rho \quad \underline{\text{usar } \rho_{\min}}$$

$$A_s = \rho b d = 0.0033 (25)(68.6) = 5.72 \text{ cm}^2$$

$$\text{Usar } \underline{3\#5} \quad A_s = 3 \times 1.99 = \underline{5.97 \text{ cm}^2}$$



→ Revisión por Agrietamiento



$$f_s = 0.6 f_y = 0.6 (4200) = 2520 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = \frac{25(12.8)}{3 \text{ barras}} = 106.7 \text{ cm}^2$$

$$d_c = 6.4 \text{ cm}$$

$$z = f_s \sqrt[3]{d_c A} = 2520 \sqrt[3]{(6.4)(106.7)} = 22,190 \text{ kg/cm}^2 < 25,900 \text{ kg/cm}^2$$

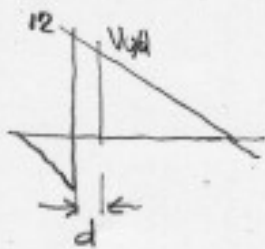
$$z_{\max} = 25,900 \text{ kg/cm}^2 \text{ p. estructura externa}$$

OK

6/7



→ Revisión por Cortante estribos #2 ( $0.28 \text{ cm}^2$ ,  $2400 \text{ kg/cm}^2$ )



$$\frac{12}{300} = \frac{V_u/d}{300-d} = \frac{V_u/d}{231.4} \rightarrow V_u/d = \underline{9.3 \text{ ton}}$$

$$V_c = 0.5 \sqrt{f'_c} b_w d \quad (\text{ACI 318})$$

$$= 0.5 \sqrt{400} (25)(68.6) = 17,150 \text{ kg.}$$

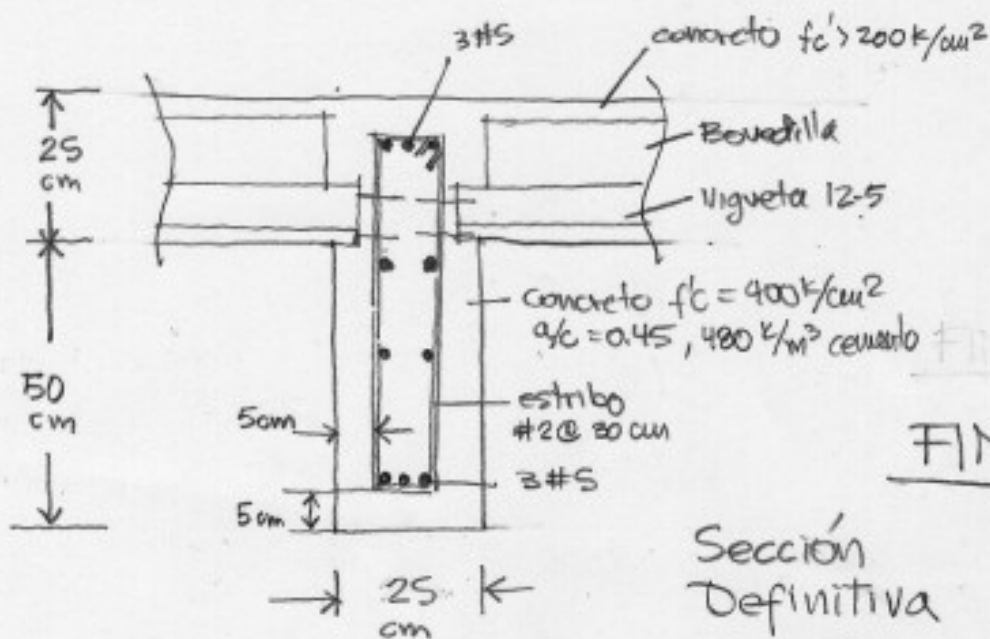
$$\frac{V_u}{\phi} = \frac{9300}{0.85} = 10941 \text{ kg} > \frac{V_c}{2} = 8575 \text{ kg}$$

se necesita estribos en la viga.

Como  $\frac{V_u}{\phi} < V_c$  se usará la separación máxima

$$S_{\text{max}} = \begin{cases} 0.5d = 0.5(68.6) = \underline{34 \text{ cm}} \\ 60 \text{ cm} \\ \frac{3A_v f_y}{b_w} = \frac{3(2 \times 0.28)(2400)}{25} = 161 \text{ cm} \end{cases}$$

Usar separación centro a centro de 30 cm.



7/7





**CIUDAD DE MEXICO**

Av. Patriotismo 683  
Col. Mixcoac  
03730, México, D. F.  
Tel (55) 56 15 35 75  
55 98 52 18  
Fax (55) 55 98 64 57

**SANFANDILA**

Km. 12+000, Carretera  
Querétaro-Galindo  
76700, Sanfandila, Qro.  
Tel (442) 2 16 97 77  
2 16 96 46  
Fax (442) 2 16 96 71

Internet: <http://www.imt.mx>  
[publicaciones@imt.mx](mailto:publicaciones@imt.mx)