



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE  
MÉXICO**

**FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES  
ARAGON**

---

**“DAÑO EN EL CONCRETO DE PUENTES CARRETEROS, TÉCNICAS  
PARA SU DETECCIÓN Y EVALUACIÓN”**

**T E S I S**

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

**INGENIERO CIVIL**

PRESENTA

**JOEL RAMIRO ROMÁN ROCHA**



**MÉXICO D.F.**

**2006**

---



Universidad Nacional  
Autónoma de México



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

---

## **AGRADECIMIENTOS**

A mis padres, por su confianza, su cariño y paciencia.

A Claudia, mi esposa, por su infinito amor, apoyo y comprensión

A mi hija, por esa alegría e inagotable chispa de felicidad que me ofrece día a día.

A mis profesores y tutores quienes con su dedicación tiempo y paciencia me guiaron en todo momento.

---

---

## ÍNDICE

<b>I. INTRODUCCIÓN</b>	1
<b>II. GENERALIDADES DEL CONCRETO COMO MATERIAL</b>	4
2.1 CEMENTO	6
2.2 AGREGADOS	12
2.3 ADITIVOS	19
2.4 AGUA	21
2.5 CONCRETO RECIÉN ELABORADO	22
2.6 CONCRETO ENDURECIDO	30
<b>III. PROBLEMAS DE DURABILIDAD DEL CONCRETO</b>	35
3.1 CONDICIONES QUE AFECTAN LA DURABILIDAD	36
3.2 CLIMA	37
3.3 MEDIOS AGRESIVOS	41
3.4 CORROSIÓN	45
3.5 REACCIONES CONLOS AGREGADOS	47
<b>IV. MECANISMOS DE DETERIORO DEL CONCRETO</b>	52
4.1 CONGELAMIENTO Y DESHIELO	53
4.2 ATAQUE POR SULFATOS	58
4.3 CARBONATACIÓN	61
4.4 CORROSIÓN	64
4.5 REACCIONES ALCALI-AGREGADO	71
4.6 MECANISMOS MECÁNICOS	76
<b>V. METODOLOGÍA DE INSPECCIÓN DE PUENTES</b>	89
5.1 CONCEPTO DE INSPECCIÓN DE PUENTES	91
5.2 FRECUENCIA DE LAS INSPECCIONES	93
5.3 INSPECCIONES RUTINARIAS	94
5.4 INSPECCIÓN PRINCIPAL	97
5.5 INSPECCIÓN ESPECIAL	103
<b>VI. TÉCNICAS DE DETECCIÓN Y EVALUACIÓN</b>	117
6.1 TIPOS DE ENSAYOS	118
6.2 PRUEBAS DESTRUCTIVAS	119
6.3 PRUEBAS NO DESTRUCTIVAS	121
6.4 EVALUACIÓN DEL RIESGO Y EXTENSIÓN DE LA CORROSIÓN	135
6.5 ENSAYOS SEMI DESTRUCTIVOS	142
6.6 VARIABILIDAD DE LOS RESULTADOS	149
6.7 USO DE CORRELACIONES	151
<b>VII. EJEMPLOS</b>	154
7.1 REPARACIÓN DE UNA PILA DEL PUENTE BASCULANTE VISLUND	156
7.2 INVESTIGACIÓN Y REPARACIÓN DEL PUENTE TSING-YI EN HONG KONG	162
7.3 REHABILITACIÓN DE UN PUENTE HISTÓRICO SOBRE EL RÍO SAND, CERCA DE VIRGINIA EN SUDAFRICA	172
<b>VIII. CONCLUSIONES</b>	179
<b>IX ANEXO 1</b>	183
<b>BIBLIOGRAFIA</b>	192

---

---

## INTRODUCCIÓN

---

## INTRODUCCIÓN

Dentro de los sistemas de comunicación terrestre los puentes cumplen con una función primordial, ya que al salvar obstáculos topográficos dan continuidad al trazo de los caminos, evitando en muchas ocasiones el desarrollo de grandes desviaciones. Hay casos en los que un pequeño puente resuelve grandes problemas de conexión entre dos o más localidades, incluyendo problemas de transportación de personas y mercancías, lo que tiene gran repercusión en aspectos sociales, económicos y políticos de la región donde se encuentra ubicado.

Los puentes son las obras que tienen mayor costo unitario en una carretera, lo que significa que las erogaciones realizadas para su construcción son considerables. A consecuencia de ello surge la necesidad de mantenerlos en buen estado, evitando con ello la realización de grandes gastos para repararlos. Por ello, las dependencias encargadas de la operación y el mantenimiento de los sistemas carreteros nacionales han implementado programas de conservación y mantenimiento en los que se incluyen este tipo de estructuras. Sin embargo, generalmente se carece de suficientes recursos para el mantenimiento de puentes lo cual da como resultado un mantenimiento diferido. Esto significa que dichos trabajos son retrasados hasta que se hace necesaria una intervención de carácter correctivo.

En los sistemas carreteros frecuentemente los puentes se deterioran mas rápidamente de lo que son reparados, rehabilitados o reemplazados. Por ello y debido a la diversidad de este tipo de estructuras, de los materiales empleados para su construcción y de las practicas empleadas para su cuidado, es necesario establecer políticas y metodologías uniformes de mantenimiento, conservación, inspección y evaluación, para asegurar la correcta valoración de la condición de ellas.

Para evaluar la condición de los puentes se han desarrollado diversos tipos y metodologías de inspección, atendiendo al grado de detalle con que se realiza la evaluación. Estos tipos de inspección comúnmente son aplicados en todo el mundo.

Debido a que el concreto es el material mas empleado en la construcción de puentes, el presente trabajo aborda aspectos fundamentales de éste, como la composición, las características y los problemas de durabilidad de este material, incluyendo los

mecanismos de su deterioro, con el objeto de justificar las técnicas que se emplean en la actualidad para detectar problemas y evaluar su estado físico.

La presente tesis fue desarrollada con la estructura que se comenta a continuación, tratando de seguir la secuencia que va desde el conocimiento de las características del concreto, hasta las técnicas empleadas para su evaluación.

En el capítulo dos se mencionan las generalidades del concreto, su manejo, sus características y propiedades. Con esto se pretende recordar al lector que la composición misma del concreto así como las técnicas constructivas empleadas, tienen gran influencia en la aparición de un mecanismo de deterioro.

En el tercer capítulo se mencionan sucintamente los aspectos que pueden afectar la durabilidad del concreto, tales como el clima, los agentes atmosféricos, la incompatibilidad de los constituyentes de la mezcla, la corrosión, etc. A fin de ahondar acerca de los mecanismos de deterioro del concreto, los que a su vez influyen en su durabilidad, en el cuarto capítulo se describe como se desarrollan éstos. Su origen puede considerarse de naturaleza físico-química (tal como la carbonatación, la corrosión, etc.) o como el resultado de algún fenómeno de índole mecánica (grietas por flexión, por cortante, etc.).

Se presenta en el quinto capítulo el tema de las inspecciones de puentes, la periodicidad con que deben efectuarse y las diferentes metodologías que se siguen para realizarlas de acuerdo a la importancia de la obra y a los daños observados. Asimismo se mencionan las características que debe reunir el personal encargado de realizarlas.

Enseguida, en el sexto capítulo, se presentan las técnicas de detección y evaluación más empleadas. Dichas técnicas pueden catalogarse como destructivas y no destructivas. Estas últimas se han desarrollado en épocas recientes y han contribuido a hacer más eficaz la evaluación de las estructuras al permitir la obtención de información directamente en el sitio, con mayor rapidez y menor daño a la obra en estudio.

A fin de ilustrar la metodología empleada para la rehabilitación de puentes dañados, se describen algunos ejemplos de estructuras donde se aplicaron los conceptos aquí expuestos. Finalmente, se presentan las conclusiones que se derivan del trabajo realizado y se dan algunas recomendaciones para asegurar una mayor durabilidad en este tipo de estructuras.

---

## **CAPITULO II**

### **GENERALIDADES SOBRE EL CONCRETO COMO MATERIAL**

---



## **CAPITULO II**

### **GENERALIDADES SOBRE EL CONCRETO COMO MATERIAL**

En la actualidad se tienen diversos materiales de construcción empleados en el campo de la Ingeniería de Puentes: el concreto, el acero, el aluminio y en pocos casos la madera. De estos materiales destaca el concreto, mismo que es una mezcla de cemento Portland, agregados y agua, debido a su empleo extendido para la construcción de puentes.

El concreto en su estado inicial es un material en estado plástico, lo cual le permite adoptar la forma que se desee por medio de moldes preelaborados llamados cimbras. Además, pueden ser dosificadas las proporciones de la mezcla para variar su resistencia obteniendo, de este manera, concretos para diversos usos. En ocasiones para modificar alguna característica o propiedad en él se le añade algún compuesto adicional llamado aditivo.

La forma más elemental del concreto es el concreto simple el cual está compuesto sólo de los constituyentes ya mencionados. Este tipo de concreto no es utilizado para la elaboración de elementos estructurales que trabajen mas allá de la compresión. Como se sabe, el concreto simple puede admitir grandes esfuerzos de compresión, pero cuando se trata de admitir tensiones, es necesario añadir un material de construcción que los resista. Generalmente este material es el acero.

Cuando el acero forma parte integral del concreto, éste deja de llamarse concreto simple y pasa a ser conocido como concreto reforzado. En este caso, el acero añadido en el concreto se encuentra en forma pasiva y actúa hasta que se le requiere; cuando el acero se encuentra activo a causa de un esfuerzo producido artificialmente antes de que el concreto se encuentre en servicio. A este se le conoce como concreto presforzado.

Para asegurar una buena calidad en el producto final, deberán cuidarse aspectos del diseño de la mezcla, de las características del cemento empleado, de los agregados seleccionados, del agua utilizada para la elaboración de la pasta, además de los aditivos que pudiesen ser empleados para la modificación o el mejoramiento de las propiedades de la mezcla de concreto y de su transportación, colocación, compactación y curado.

Con el objeto de conocer las propiedades de los materiales que constituyen el concreto, a continuación se expondrán para cada uno de ellos diversos tópicos de importancia, que servirán para establecer, más adelante, el papel que estos desempeñan en la calidad y durabilidad del concreto.

## **2.1 CEMENTO**

Entre los constituyentes del concreto se tiene un material con propiedades cohesivas que permite aglutinar fragmentos minerales para formar un material rígido con una alta capacidad para admitir esfuerzos. Este material recibe el nombre de cemento.

El cemento que se emplea para la elaboración del concreto es conocido como cemento hidráulico. Se le conoce así debido a que al añadirle agua adquiere la propiedad de fraguar y endurecer, todo esto al producirse diversas reacciones químicas con los constituyentes del mismo.

Es necesario hacer mención de que existen cementos naturales y artificiales. Entre estos últimos se tienen los cementos Portland, cuyo uso es extenso en todo el mundo y será el tipo de cemento al que se haga referencia.

Al cemento Portland se le ha dado ese nombre debido a su similitud entre el cemento de este tipo, una vez que ha fraguado y endurecido, con la piedra de Portland, un condado de Inglaterra a orillas del Canal de la Mancha.

### **2.1.1 Componentes químicos.**

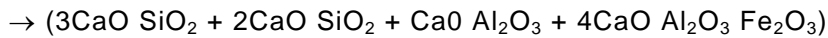
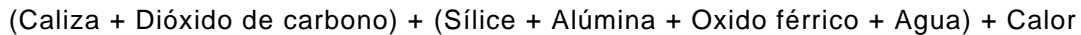
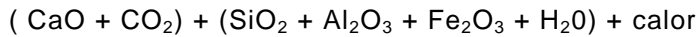
Entre los materiales utilizados para la fabricación del cemento Portland se encuentran el sílice, la alúmina, los óxidos de fierro y la cal. Estos se intercalan en un horno para formar compuestos más complejos, los cuales se conjugan hasta alcanzar un estado de equilibrio químico formando un nuevo material llamado clínker. El clínker es finamente molido y al material resultante se conoce como polvo de cemento.

Son considerados cuatro compuestos como los componentes principales del cemento Portland. A continuación se muestra una tabla en la que se da el nombre del compuesto, su composición y la abreviatura que es utilizada por los “químicos del cemento”.

**Tabla 2.1 Principales componentes del cemento**

<b>NOMBRE</b>	<b>COMPOSICIÓN DEL OXIDO</b>	<b>ABREVIATURA</b>
Silicato tricálcico	3CaO Si O <sub>2</sub>	C <sub>3</sub> S
Silicato dicálcico	2CaO Si O <sub>2</sub>	C <sub>2</sub> S
Aluminato tricálcico	3CaO Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	C <sub>3</sub> A
Aluminoferrita tetracálcica	4CaO Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	C <sub>4</sub> AF

Estos cuatro compuestos son el resultado de la síntesis de la materia prima, síntesis que podemos ilustrar como a continuación se expone:



(Silicato tricálcico + Silicato dicálcico + Aluminato tricálcico + Aluminoferrita tetracálcica)

La combinación de estos óxidos resultantes y la adición de un poco de yeso da por resultado el cemento Portland.

Conviene saber que además de los compuestos citados en la fórmula anterior, existen otros componentes menores como el óxido de magnesio, óxido de titanio, el óxido de manganeso, óxido de potasio y el óxido de sodio. De estos componentes menores, dos revisten importancia: los óxidos de sodio y de magnesio, los cuales son conocidos como álcalis. Algunos investigadores han encontrado que estos componentes reaccionan con algunos agregados y que el resultado de esta combinación puede ocasionar la desintegración del concreto, además de afectar la rapidez con la cual adquiere resistencia el cemento.

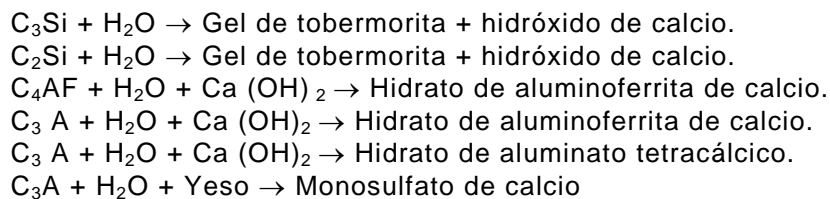
Cada uno de los principales compuestos del cemento Portland contribuye en el comportamiento del cemento, durante el proceso mediante el cual se pasa del estado plástico al estado rígido, conocido como fraguado. El conocimiento del papel que desempeñan estos compuestos permite ajustar el proporcionamiento de cada uno de ellos durante su fabricación, obteniendo de esta manera cementos con diferentes propiedades.

### 2.1.2 Hidratación.

La reacción mediante la cual los compuestos del cemento Portland forman un agente de enlace entre sí mismos se lleva a cabo al mezclar cemento y agua para formar una pasta, misma que con el tiempo fraguará y formará una masa rígida que toma el nombre de pasta de cemento endurecida.

Durante esta reacción los componentes básicos del cemento se hidratarán introduciendo así otros nuevos compuestos que formarán las ligas entre los constituyentes microscópicos del cemento. Cabe señalar que durante la primera fase de la adición de agua al cemento, se lleva a cabo una real hidratación de los componentes de éste. En la segunda fase se producirá la hidrólisis de los compuestos menores que no hayan sido hidratados en la primera. Sin embargo, se acostumbra llamar hidratación a todas las reacciones del cemento con el agua, es decir a la hidratación y la hidrólisis misma.

Los compuestos que son el resultado de la hidratación de los constituyentes originales del cemento, se muestran a continuación indicándose la reacción química que los produjo:



Cada producto de la hidratación desempeña una función importante en la pasta endurecida del cemento. Sin embargo, el gel de tobermorita es sin duda el más importante de ellos, debido a que es el principal compuesto aglomerante de la pasta de cemento. Más adelante se darán más detalles de este importante compuesto.

### 2.1.3 Finura del cemento.

Recordaremos que una de las últimas etapas durante la fabricación del cemento es la molienda del clínter y su mezclado con yeso.

Si el análisis de la hidratación de las partículas del cemento nos lleva a la conclusión de que se necesita más tiempo para hidratar una partícula de mayor diámetro, entonces se

puede afirmar que la finura de estas partículas tendrá gran influencia en la hidratación de ellas y por consiguiente en la velocidad de desarrollo de la resistencia del material.

Considerando lo anterior podría pensarse que entre más fino sea un cemento mejor será el producto final, pero esta conclusión puede ser errónea si se considera que para moler más finamente el polvo de cemento se necesitará efectuar un mayor gasto, además de que al ser más fino el grano del cemento, éste podrá ser deteriorado más fácilmente por los agentes atmosféricos. Aunado a lo anterior, un cemento más fino experimenta una reacción más fuerte al combinarse con agregados que pudiesen propiciar una reacción alcalino-sílica, sin considerar que forma una pasta con mayor contracción y por lo tanto más susceptible a agrietarse.

#### **2.1.4 Estructura del cemento hidratado.**

Se entiende que muchas de las propiedades mecánicas del cemento y del concreto no dependen directamente de los componentes del cemento, sino de los productos de hidratación de aquellos. Por esta razón es importante conocer cómo es que el gel del cemento forma más adelante una masa rígida.

La pasta de cemento está formada por hidratos de varios compuestos a los cuales se les llama colectivamente como gel de cristales de  $\text{Ca(OH)}_2$ , algunos componentes menores, cemento no hidratado y residuos de espacios rellenos de agua. Estos huecos se conocen como poros capilares, pero aún dentro del gel mismo existen otros espacios intersticiales llamados poros de gel.

- a) Poros de gel. Si se aumentase para su análisis un conjunto de partículas de gel, se podría observar que existen poros entre ellas. Estos poros son originados por la evaporación de una parte del agua contenida en el gel. Entonces se puede concluir que el gel es un material poroso y que estos poros forman sistema de espacios intersticiales interconectados. Estos poros son más pequeños que los capilares, tienen un diámetro de 15 a 20 Amstrongs. El volumen de estos poros dentro del gel representa alrededor de un 28%. Este es un valor característico para un cemento dado y es independiente de la relación agua/cemento.
- b) Poros capilares. De acuerdo a la descripción antes dada, podemos ver que en cualquier momento de la hidratación los poros capilares son aquellos espacios que no han sido ocupados por los productos de la hidratación. Puesto que estos

productos ocupan más del doble de espacio antes de iniciarse la hidratación, entonces el sistema capilar se reducirá a medida que ésta avance.

### **2.1.5 Resistencia mecánica del gel del cemento.**

La resistencia del gel de cemento se debe a dos fenómenos, el primero es la atracción física entre las partículas del gel, debido a que los átomos de cada una de ellas tratan de completar sus enlaces insaturados por medio de absorción. A esta atracción se le conoce como fuerza de Van der Waals; el segundo tipo de cohesión es la debida a enlaces de tipo químico. Este es mucho mayor que las fuerzas anteriores, pero estos enlaces cubren sólo una pequeña fracción de las partículas del gel. Estas fuerzas ocasionan que las partículas del gel se adhieran entre sí y con las partículas del agregado que sean introducidas en él. Por lo tanto, el gel forma la base de la pasta del cemento endurecida, porque aglutina entre sí a todos los componentes.

### **2.1.6 Tipos de cemento Portland.**

Lo mencionado anteriormente, aplica a todos los tipos de cemento Portland, los cuales quedan determinados por su composición química y características físicas. Las propiedades de estos cementos varían de unos a otros.

Estos cementos han sido desarrollados para asegurar una buena durabilidad bajo diversas condiciones. Sin embargo, no ha sido posible encontrar un cemento que reúna una respuesta completa al problema de la durabilidad. Se enunciarán a continuación los principales tipos de cemento Portland y algunos cementos especiales:

- a) Cemento normal. Este es el cemento de uso más extendido. Se le conoce como cemento Tipo I y es ideal para construcciones de concreto en general, que no estén expuestas al ataque de los sulfatos del suelo o del agua freática.
  
- b) Cemento modificado. Este cemento es conocido como cemento normal modificado o sólo como cemento modificado. Se emplea para usos generales cuando se prevé un ataque moderado de sulfatos. La resistencia a estos sulfatos se logra al imponer limitaciones en el contenido del  $C_3S$  y el  $C_3A$  del cemento; este cemento adquiere resistencia con más lentitud que el Tipo I pero al final alcanza la misma resistencia. El cemento modificado es también conocido como Tipo II.

- c) Cemento de fraguado rápido. Este cemento es llamado de fraguado inicial rápido debido a que, como su nombre lo indica, desarrolla su resistencia más rápidamente. Es recomendable cuando se necesita una resistencia alta en poco tiempo. Con este tipo de cemento, llamado Tipo III, se alcanza en 3 días la resistencia que se lograría con los Tipos I y II en 28 días. Debido al gran calor de hidratación generado durante el fraguado y el consiguiente aumento de resistencia de este cemento, no se recomienda en colados masivos ni en secciones estructurales grandes. La hidratación acelerada de este tipo de cemento se obtiene al aumentar el contenido del  $C_3S$  y el  $C_3A$  en el cemento, y al moler éste más finamente. Debe tenerse sumo cuidado con el tamaño mínimo de las partículas de cemento, ya que una gran finura puede ocasionar la hidratación prematura del cemento por efecto de la humedad atmosférica durante su almacenamiento y manejo.
- d) Cemento de bajo calor de hidratación. Conocido también como cemento Tipo IV, fue concebido con la finalidad de que al ser utilizado en grandes volúmenes, no desarrollase un gran calor de hidratación, lo cual podría provocar agrietamientos en la masa de concreto. Por esta razón, se hizo necesario controlar el calor desprendido. Fue producido por primera vez para su utilización en la construcción de grandes presas en los Estados Unidos.
- e) Cemento resistente a los sulfatos. Este tipo de cemento (Tipo V) fue diseñado con el objeto de que la masa endurecida de cemento tuviera una alta resistencia al ataque de los sulfatos, el que puede tener origen en la hidratación del cemento o bien, en la exposición de estructuras a medios agresivos que contengan gran cantidad de sulfatos o al ataque del agua del mar.
- La resistencia al ataque de los sulfatos se logra minimizando el contenido del  $C_3A$  en el cemento, pues este compuesto es más susceptible al ataque por los sulfatos.
- f) Cemento Portland Puzolana. Este nombre se debe a la combinación de cemento Portland y puzolana. De acuerdo a la norma ASTM C 618-78, se describe a la puzolana como un material silíceo o sílico aluminoso, que tiene poco o nulo valor cementante, pero que en forma muy dividida y en presencia de humedad reaccionará químicamente con el hidróxido de calcio a temperaturas normales para formar un compuesto con propiedades cementantes.

No es posible hacer una declaración definitiva sobre este tipo de cemento ya que el desarrollo de la resistencia depende de la proporción de la mezcla del cemento Portland y las puzolanas. Los cementos puzolánicos adquieren resistencia con mucho mayor lentitud y requieren, por tanto, un mayor período de curado.

En la norma antes mencionada se describe a este tipo de cemento como IP para construcciones generales de concreto y como Tipo P para construcciones donde se requiere un bajo calor de hidratación y por tanto baja resistencia a temprana edad.

- g) Cemento de escoria de alto horno. Este tipo de cemento se produce al moler conjuntamente clínker de cemento Portland y escoria de alto horno en una proporción en la que ésta no exceda del 65% del peso total de la mezcla.

La escoria de alto horno es un producto de desecho de la fabricación de piezas de hierro. Está compuesta de sílice, alúmina y cal, o sea, de los mismos componentes que el cemento Portland, pero en ella no están proporcionadas las cantidades de estos materiales. La ASTM la clasifica como tipo IS. Este cemento tiende a parecerse al cemento Portland normal, pero variará en su velocidad de endurecimiento inicial (a los 28 días) alcanzando valores similares de resistencia al final de su desarrollo.

## **2.2 AGREGADOS**

Se conoce como agregado al material, generalmente de origen mineral, que se añade a la mezcla de cemento para formar con él un material de construcción conocido como concreto.

Las características y propiedades de los agregados añadidos a la mezcla determinan en gran medida el comportamiento del concreto. Por este motivo no debe dejarse de lado el conocimiento de sus características.

En tiempos pasados se consideró erróneamente a los agregados como materiales inertes. Con el progreso de la ciencia del concreto se ha podido observar que en algunos de los casos los daños en las estructuras de concreto tuvieron su origen en el comportamiento insatisfactorio de los agregados. A raíz de ello se desarrolló el estudio de sus propiedades para estar en posibilidad de obtener concretos con mayor durabilidad.



### **2.2.1 Clasificación de los agregados.**

La clasificación común que se da a los agregados de acuerdo a su tamaño se determina por una técnica llamada granulometría. Esta consiste en hacer pasar por tamices de diferentes tamaños una determinada cantidad de agregados los cuales van siendo retenidos en ellos.

De manera general existen dos tipos de agregados: el agregado fino y el agregado grueso. La frontera entre estos dos tipos está determinada por el tamiz No. 4 (3/16"). Más allá de esta división, el agregado fino puede subdividirse en arenas, limos y arcillas.

Se habla de arenas cuando el tamaño del material ha logrado superar la barrera del tamiz mencionado y su límite inferior es del orden de 0.07mm. Si el tamaño quedase comprendido entre los 0.06 y 0.02mm. nos encontraríamos ante un material conocido como limo. En este orden de ideas, si el material fuese aún menor, se trataría de arcillas.

En el caso de los agregados gruesos, determinados como ya se mencionó, no existe una regla general para determinar el tamaño máximo a utilizarse. Sin embargo y como se verá más adelante existen, por razones prácticas, tamaños máximos recomendados.

No debe perderse de vista que el agregado del que se trate proviene comúnmente de una masa mayor. Es posible que dicha masa haya sido fragmentada natural o artificialmente. Si fue por causas naturales pudo tratarse de abrasión y erosión; si fue provocada, pudo haber sido por explosión, trituración, barrenación, etc. Como fuere, muchas de las propiedades de estos agregados corresponden a las de la masa original, así como sus propiedades químicas, petrológicas, su resistencia, su dureza, su color, etc. Existirán en él otras propiedades y características que no están presentes en la roca original: su angulosidad, tamaño, textura superficial, etc.

Todas las propiedades anteriores pueden tener una gran influencia en la calidad del concreto que con ellos se produzca.

### **2.2.2 Características y propiedades de los agregados.**

Se considera que los agregados ocupan el 75% del volumen del concreto, motivo por el cual no puede dejar de considerarse que la calidad y la durabilidad de él están

determinadas en gran medida por los agregados mismos. Es por ello que el conocer las características y las propiedades de los agregados permitirá saber como actúan éstos en conjunto con la masa endurecida de cemento.

Sin tratar de ser exhaustivos, por no ser el tema central de este trabajo, se revisarán las características que se consideran más importantes en los agregados.

#### 2.2.2.1 Forma.

Debido a la dificultad que implicaría la descripción de las diferentes formas que pudiesen adquirir los agregados, se da la clasificación morfológica de los agregados sobre la base de ciertas características geométricas tales como:

a) La redondez. Es la medida de la angulosidad de los bordes o esquinas de una partícula. Esta característica está determinada por la resistencia a la compresión y a la abrasión de la roca original.

b) La esfericidad. Esta se define como una función de la relación del área superficial de la partícula respecto a su volumen. Esta característica está relacionada con la estratificación y el clivaje original de la roca, así como por la influencia del equipo de trituración. Las partículas con una alta relación área superficial/volumen, son de especial interés ya que reducen la trabajabilidad de la mezcla. De este tipo son las partículas largas y laminadas.

#### 2.2.2.2 Textura.

Otra característica de importancia en los agregados es su textura, debido a que la liga entre la pasta de cemento fresco y los agregados se da precisamente en la cara expuesta de éstos.

La clasificación de la textura de los agregados se basa en la pulimentación, suavidad o aspereza de las partículas. Como podrá suponerse, la textura superficial dependerá de la dureza, el tamaño original, las características de poro, así como del agregado en que la textura del material se ha visto modificada por los agentes con los que ha estado en contacto. La determinación visual de la aspereza superficial de una partícula es comúnmente confiable.

### 2.2.2.3 Adherencia.

Como podrá inferirse del inciso anterior, la fuerza de adherencia que se desarrolla entre el agregado y la pasta cementante es muy importante para la adquisición de resistencia del concreto. Por tanto, esta propiedad tendrá gran importancia en el desarrollo de la resistencia.

La adherencia se debe, entre otros factores, a que el agregado y la pasta se entrelazan debido a la rugosidad de la superficie del primero. Una superficie más áspera dará como resultado una mejor adherencia, la cual puede también conseguirse cuando se utilizan partículas más suaves, porosas y mineralógicamente heterogéneas.

La calidad de la adherencia de los agregados es bastante difícil de determinar, debido a la carencia de pruebas normalizadas.

### 2.2.2.4 Resistencia del agregado.

Si el concreto requiere una elevada capacidad para trabajar en compresión, es difícil pensar que sus constituyentes no tengan, al menos, la resistencia deseada. Esto significa que si los agregados tuviesen una resistencia inferior a la especificada para el concreto, éste sería de baja calidad y con una alta propensión a fallar. El hecho de que la resistencia de los agregados no sea la adecuada, representa un factor limitante ya que de estos influye, hasta cierto punto, la resistencia del concreto.

### 2.2.2.5 Densidad.

Esta propiedad está íntimamente ligada con la porosidad y la capacidad de absorción del agregado. Se refiere al volumen del material sólido, excluyendo todos los poros. Esto es, la densidad es la relación de la masa del volumen sólido excluyendo los vacíos, con relación a un volumen igual de agua destilada y libre de aire a una temperatura dada. Tiene como objetivo el identificar el peso específico aparente de los agregados en condiciones saturadas y superficialmente secas.

### 2.2.2.6 Porosidad.

Los agregados no son totalmente sólidos, sino que presentan oquedades internas y en ocasiones visibles. Las características de estos poros son muy importantes en la

determinación de otras propiedades del concreto. La porosidad, la absorción y la impermeabilidad de los agregados pueden influir en su adherencia con el cemento, en la resistencia a la congelación y el deshielo así como en la estabilidad química y la resistencia a la abrasión.

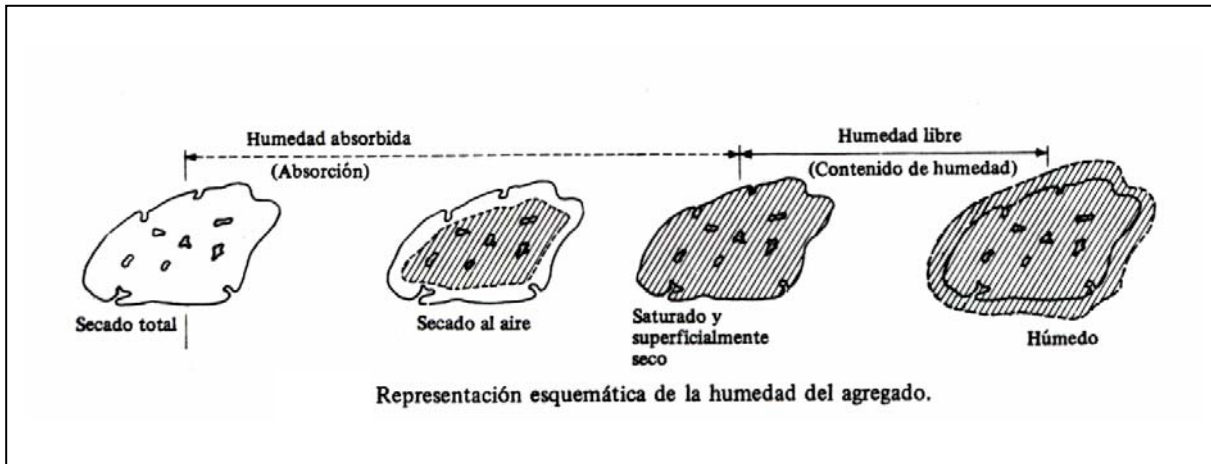
#### 2.2.2.7 Absorción.

Esta propiedad está determinada por la porosidad del material. La capacidad de absorción de un agregado se determina midiendo el aumento de peso de un fragmento de agregado después de haberlo secado totalmente para posteriormente sumergirlo en agua por un período de 24 horas. La absorción puede definirse como la relación que existe entre el aumento de peso entre la muestra seca y saturada después de 24 horas, en porcentaje.

Aunque no existe una relación directa entre la absorción de agua del agregado y la resistencia del concreto, si influye en ella la porosidad ya que afecta la adherencia entre el agregado y la pasta de cemento.

#### 2.2.3 Contenido de humedad de los agregados.

En párrafos anteriores se mencionó que existen poros en los agregados. Estos poros generalmente están ocupados por agua. Supóngase un montón de partículas de agregado. Si este montón de material fuese mojado abundantemente, las partículas absorberían el agua. Con el paso del tiempo, las partículas de la parte superior del montón presentarían evaporación de agua, a lo que se llama secado al aire, esto es, se evaporaría una fracción de agua originalmente absorbida pareciendo secas las partículas, estando contenida esta agua en la parte interior de la partícula cerca de la superficie. Si se tomase una partícula de la parte inferior del montón, ésta seguramente estaría saturada y superficialmente seca, esto es presentaría una saturación de agua hasta la frontera interior de la partícula; más aún, si se tomase una partícula del agregado de una mezcla recién elaborada, se notaría que el agregado no sólo está saturado interiormente, sino que además se encuentra totalmente humedecido. La humedad superficial puede expresarse como un porcentaje del peso del agregado saturado y parcialmente seco. A este porcentaje se le conoce como contenido de humedad.

**FIGURA 2.1 Contenido de humedad de los agregados**

Si sabemos que la absorción es el contenido de agua en condiciones saturado y superficialmente seco y el contenido de humedad es el contenido de agua que sobra en dicho estado, el contenido total de agua de un agregado húmedo es igual a la suma de la absorción y del contenido de humedad.

Esto es importante, debido a que si el agregado se encuentra con un contenido de humedad alto o bajo, este repercutirá durante el mezclado de la pasta de concreto no sólo en cuanto a su trabajabilidad ya que también podrá, si es alto el contenido de humedad, afectar la relación agua/cemento.

#### 2.2.4 Sanidad.

La sanidad de los agregados es una característica deseable para la obtención de un concreto sano y con una alta durabilidad.

Existe una amplia variedad de sustancias en los agregados que pueden ser perjudiciales para el concreto. Entre ellas podemos mencionar las impurezas, los recubrimientos y algunas partículas inestables o débiles. Todas estas pueden afectar la resistencia del concreto, además de su durabilidad.

Las impurezas orgánicas pueden consistir en limos orgánicos u otros materiales vegetales en descomposición, los cuales pueden interferir en la formación de los

productos de hidratación. Este tipo de impurezas es susceptible de presentarse más fácilmente en el agregado fino, ya que el grueso se lava con mayor facilidad.

Cuando se presentan la arcilla y otros finos en los agregados se corre el riesgo de afectar la calidad del concreto, debido a que al estar presentes en las caras expuestas del agregado grueso, éste disminuye su adherencia y por ende la resistencia del concreto. El limo y los polvos muy finos pueden formar en el agregado una capa similar a la de la arcilla. La cantidad de estos materiales no deben de exceder de ciertos valores permisibles, pues su presencia en la revoltura aumenta la cantidad de agua necesaria para humedecer todas las partículas.

En algunas regiones se utiliza la arena de mar como agregado fino. Esto podría ser considerado como peligroso si no se tuviera la certeza de que este material estuviese limpio de impurezas. En realidad, es muy sencillo eliminar el contenido de sal, por medio de lavados. En algunos casos, el material puede contener hasta un 6% de sal, por peso de arena. Se sabe que la arena tomada del lecho marino, aunque haya sido lavada con agua de mar, no contiene cantidades de sal que pudiesen ser consideradas como perjudiciales.

Cuando se utiliza este tipo de agregados y no se elimina su contenido de sal, podrá presentarse el fenómeno de eflorescencia, el cual se manifiesta como manchas blancas en el concreto. Además, si el concreto tuviese acero de refuerzo ahogado en él, podría acelerarse el proceso de la corrosión.

Generalmente los resultados de las pruebas que se hacen a las partículas de los agregados muestran que la mayoría de ellas son estables, pero existen algunas que no lo son. Las partículas no estables pueden dividirse en las que no pueden mantener su integridad y aquellas que causan expansiones al reaccionar con la pasta de cemento, al congelarse o al entrar en contacto con el agua. Estas propiedades son características de algunos grupos de rocas.

Entre las partículas inestables se tienen: los esquistos y las partículas de baja densidad y el carbón, ya que se puede expandir, y si se encuentran grandes cantidades fracturadas incidirán negativamente en la resistencia del concreto; la mica, que es inestable ya que al entrar en contacto con los agentes químicos activos, producidos por la hidratación del cemento, puede ser que se altere y tome otras formas; el yeso y los

sulfatos deben evitarse al igual que las piritas y las marcasitas que son partículas altamente expansivas.

Por lo mencionado anteriormente, será importante tener cuidado de que los agregados que sean empleados tengan un buen grado de sanidad, minimizando de esta manera los riesgos de obtener un concreto de baja calidad.

### **2.2.5 Consistencia de los agregados.**

A la capacidad de los agregados para resistir los cambios excesivos de volumen, inducidos por los cambios en las condiciones físicas, se le denomina consistencia.

El aumento de volumen de los agregados puede deberse a la congelación y al deshielo, a los cambios térmicos a temperaturas diferentes a la de la congelación y a los estados alternados de saturación y secado.

Puede afirmarse que los agregados son inestables si los cambios de volumen, debidos a las causas ya mencionadas, dan por resultado el deterioro de los agregados y del concreto mismo.

### **2.2.6 Tamaño máximo de los agregados.**

Antes se mencionó al tamaño máximo del agregado como una característica valiosa; entre mayor sea el tamaño, menor será el área superficial que se debe humedecer por peso unitario. Si aumenta el tamaño del agregado disminuirá la cantidad de agua requerida para el mezclado; esto es, para aumentar la trabajabilidad y la riqueza de la mezcla, se podrá disminuir la relación agua/cemento con el consecuente aumento de resistencia. Lo anterior ha podido ser comprobado para agregados hasta de 1½" (38.1 mm).

## **2.3 ADITIVOS**

En ocasiones se utilizan algunos productos con el objeto de cambiar las propiedades del concreto que se está utilizando. A estos productos se les llama aditivos y son añadidos a la mezcla inmediatamente antes de su vaciado a los moldes.

En el mercado existen diferentes tipos de aditivos cuyo uso está actualmente muy difundido. Los resultados que en la mezcla, son generalmente descritos por los mismos productores. Los aditivos pueden ser clasificados de acuerdo al fin con el que van a ser utilizados en el concreto. La ASTM los clasifica como acelerantes, retardantes, reductores de agua, superfluidificantes e inclusores de aire. Existen otros tipos de aditivos como son los excluidores de aire, los fungicidas, los impermeabilizantes, etc. A continuación se describen algunos de ellos:

### **2.3.1 Acelerantes.**

Entre los aditivos acelerantes se tiene el cloruro de calcio el cual al ser añadido a la mezcla aumenta el desarrollo de la resistencia. Este tipo se utiliza cuando se necesita colocar concreto a bajas temperaturas. El uso de este aditivo aumenta la trabajabilidad del concreto, reduce el afloramiento y da por resultado una superficie más durable. Por otro lado, los problemas que pueden presentarse son el detrimento de la estabilidad volumétrica ya que aumenta la contracción por secado, además del calor liberado.

### **2.3.2 Retardantes.**

Este tipo de aditivos, como su nombre lo indica, se utiliza para que el fraguado de la pasta de cemento se retarde. Estos aditivos hacen más lento el endurecimiento de la pasta, aunque existen algunas sales que pueden acelerar el fraguado, e inhibir el desarrollo de la resistencia. Este tipo de aditivos no modifica la composición de los productos de hidratación.

Los retardantes son utilizados en climas calientes, cuando el tiempo de fraguado se ve afectado por las altas temperaturas y también para evitar el desarrollo de las juntas frías. Es necesario tener sumo cuidado al utilizar estos aditivos, ya que si se colocan en cantidades incorrectas pueden llegar a inhibir el fraguado y por consecuencia el endurecimiento del concreto.

### **2.3.3 Reductores de agua.**

Existen aditivos que sólo son reductores de agua y existen otros que además de ello son retardantes.



Los componentes de estos aditivos se concentran en la superficie de contacto entre los agregados, alterando las fuerzas físico-químicas que actúan en ellas, produciendo así una repulsión entre estas partículas, efecto por el que éstas tienen mayor movilidad, y el agua liberada de las restricciones del floculado lubrica la mezcla aumentando con ello la trabajabilidad.

Cuando se utiliza este tipo de aditivos se presenta un incremento en la resistencia del cemento comparada con una mezcla de la misma relación agua/cemento, pero sin aditivos. Esto se debe a una mayor exposición superficial del cemento a la hidratación.

#### **2.3.4 Superfluidificantes.**

Estos aditivos son muy parecidos a los anteriores, pero son mucho más efectivos que aquéllos. También tienen efectos retardantes.

#### **2.3.5 Inclusores de aire.**

Son utilizados para aumentar la resistencia del concreto a la acción de la congelación, debido a que introducen innumerables burbujas de aire en la mezcla del cemento, mismas que sirven para amortiguar los esfuerzos producidos por la acción del congelamiento y del deshielo. Además de aumentar la durabilidad del concreto, hacen más trabajable la mezcla requiriéndose así menor adición de agua. Una característica desfavorable de este tipo de aditivos es que reducen la resistencia del concreto endurecido, la cual varía con el porcentaje de aire incluido en la pasta. Generalmente el contenido de aire incluido se recomienda entre el 2 y el 6% del volumen.

### **2.4 AGUA**

Si sabemos que los cementos empleados para la fabricación del concreto son de los llamados hidráulicos, entonces no se puede dejar de pensar en el agua. Cuando este compuesto entra en contacto con el polvo de cemento se genera una reacción química que dará origen al fraguado y posterior endurecimiento de la pasta de concreto. La cantidad de agua con la cual se elabora la mezcla influirá directamente en la resistencia final de la pasta endurecida de concreto. Otro de los efectos que tendrá el agua en la mezcla será una influencia directa en la trabajabilidad de la misma.

Si el agua se encuentra presente en todo momento en la pasta, no deberá entonces soslayarse la importancia que esta tiene en las propiedades finales del concreto. Por tal motivo, se deberá tener cuidado en no utilizar agua que pueda afectar el concreto, inhibiendo o produciendo reacciones químicas adversas.

El agua que se emplea para la producción del concreto debe cumplir con ciertos requisitos de sanidad que históricamente se ha concentrado en una frase: “el agua que sirve para beber sirve para elaborar concreto”. En la bibliografía del concreto se encuentra escrito que el agua es apropiada para la producción del concreto si es potable. Esta afirmación puede ser no totalmente rígida si se considera que pueden ser utilizadas aguas turbias que contengan hasta un cierto límite de partículas suspendidas en ellas. Se considera que este límite es de 2000 p.p.m.

El agua de mar, aunque suene raro, puede ser también empleada para la producción de concreto simple, siempre y cuando no contenga mas de 3500 p.p.m. de sales. Las aguas con cloro cuyo contenido sea mayor a 500 p.p.m. deberán evitarse.

Las aguas que definitivamente no deberán emplearse son todas aquellas que provengan de industrias y de efluentes de aguas negras, ya que podrán contener materias orgánicas, aceites, ácidos orgánicos e inorgánicos, sustancias ácidas y otras materias en suspensión, las cuales podrán disminuir la resistencia del concreto, además de causar otros efectos secundarios.

## **2.5 CONCRETO RECIÉN ELABORADO**

En las secciones anteriores se habló sobre las características de los materiales que constituyen el concreto, haciendo mención de cada uno de ellos como materiales independientes. Al efectuarse la mezcla de tales materiales, se obtiene como resultado la mezcla de concreto, la cual para formar un material adecuado, deberá cumplir con ciertos atributos que permitan hablar de cierta calidad en él, además de cuidar aspectos importantes durante y después de su colocación final.

La trabajabilidad es el principal atributo del concreto fresco. El American Concrete Institute (ACI) la define como “aquella propiedad del mortero o del concreto recién mezclado que determina la facilidad y homogeneidad con que puede ser mezclado, transportado, colocado, compactado y acabado”. Esta definición involucra muchos conceptos que se mencionarán más adelante para aclarar la importancia de ellos ante

este atributo. Es de notar que el término de la trabajabilidad podrá ser considerado como flexible ya que ésta dependerá de la manera como se emplee el concreto así como de su evaluación la cual es un tanto subjetiva, pues depende frecuentemente del juicio de la persona que lo evalúa.

De acuerdo a los conceptos mencionados en la definición del ACI sobre la trabajabilidad, se puede inferir que ésta no puede ser medida directamente, sino con el apoyo de diferentes características y pruebas, mientras se trabaja con el concreto fresco, correlacionando éstas y obteniendo así información, como se dijo ya, un tanto subjetiva del grado de trabajabilidad de un concreto fresco.

Para comprender más ampliamente este concepto, a continuación se definirán algunas propiedades y características presentes en la mezcla de concreto durante las diferentes etapas por las que atraviesa antes de adquirir su resistencia final.

### **2.5.1 Homogeneidad.**

Para que pueda ser considerada como trabajable la pasta de concreto, debe ser suficientemente homogénea durante todas las etapas de su manejo. Debido a que el concreto es una mezcla de materiales de diferente naturaleza y en diferente proporción, el término de homogeneidad necesariamente deberá referirse a una distribución uniforme de todos estos materiales en la revoltura.

La homogeneidad es una característica que deberá conservarse en toda etapa del manejo del concreto recién mezclado. Si durante alguna de esas etapas el material perdiese su condición homogénea, ésta deberá ser corregida a fin de asegurar una buena calidad del concreto endurecido, ya que la falta de esta característica podrá ser el origen de otros problemas como lo son la falta de cohesión, la segregación, el sangrado y el asentamiento del concreto recién colocado.

Para evaluar la homogeneidad de un concreto se efectúan algunas determinaciones comparativas, en muestras tomadas generalmente del principio y al final de la descarga del mismo, en los siguientes aspectos: peso volumétrico, contenido de aire, revenimiento, contenido de agregado grueso, resistencia a compresión y peso unitario del mortero libre de aire. Si se comprueba que un concreto carece de la característica de homogeneidad, deberá ser rechazado como material de construcción.

### **2.5.2 Consistencia.**

Una característica que deberá mantener el concreto fresco es la llamada consistencia. El ACI relaciona la consistencia del concreto recién mezclado con su relativa movilidad para fluir. Esta característica tendrá entonces una gran relación con la compactibilidad del concreto, es decir, en la facilidad con que este puede ser compactado. Es de importancia observar que la consistencia de las mezclas de concreto no se asocia con el aspecto de su estabilidad, mismo que se verá más adelante.

El término consistencia se refiere a la facilidad con que fluye la mezcla de concreto, considerando como un factor primordial de influencia en ella al grado de humedad.

Para medir la consistencia de un concreto recién elaborado se emplean diferentes pruebas entre las que destacan la prueba de revenimiento, la prueba de remoldeo, la prueba Vebe y otras más.

### **2.5.3 Estabilidad.**

Una característica importante en un concreto en estado plástico es su estabilidad. Durante el acto del mezclado del concreto puede observarse que se generan dos suspensiones a diferente escala: la suspensión de la pasta de cemento, esto es, el agua y los granos de cemento; y la suspensión de los agregados inmersos en un medio viscoso, siendo éste la pasta de cemento. Cada una de estas suspensiones, en su ubicación relativa, debe alcanzar tal grado de integración y uniformidad que permita tener una mezcla homogénea y estable en todo momento.

Se considera que una mezcla es estable en la medida en que se opone a perder su homogeneidad original en el lapso que comprende desde su fabricación hasta el fraguado en su posición final dentro de la estructura.

Cuando se hace referencia a que la mezcla puede perder su condición homogénea, se considera que esto se debe a dos motivos diferentes: la pérdida debida a factores externos y la que se produce como consecuencia de factores de índole interna. Cada uno de estos factores dará por resultado fenómenos que afectarán la calidad del concreto, pudiéndose llegar incluso a la consideración de rechazar la utilización del mismo. En los siguientes subincisos se definirán los fenómenos a los que hace referencia este párrafo.

a) Segregación.

Una vez que se ha efectuado la acción del mezclado de los constituyentes del concreto, la mezcla resultante deberá ser transportada desde el sitio de mezclado hasta el lugar final del concreto. Durante la etapa de transporte la mezcla de concreto puede perder su homogeneidad debido a que por efecto de la energía potencial o cinética, sus componentes tienden a acomodarse en función de sus diferentes masas y pesos específicos, dando origen al fenómeno conocido como segregación.

La segregación puede definirse como la separación de los diferentes componentes de una mezcla, de tal manera que pierda su homogeneidad. El caso más ostentoso es aquel en que la grava, por su mayor peso y volumen dentro de la mezcla, se separa de la pasta de concreto originalmente homogénea. Esto se origina generalmente por las fuerzas que actúan sobre la mezcla en el curso de su manipulación, lo cual permite pensar que dependiendo de la manera como sea manipulada una mezcla podrá o no presentarse este fenómeno.

De cualquier manera se procurará que la mezcla cuente con una cohesión adecuada, disminuyendo de esta forma la posibilidad de segregación del material. Debe, por tanto, tenerse cuidado en la manera como es transportado, colocado y compactado el concreto fresco en la obra.

b) Asentamiento y sangrado.

Considerando que han sido superadas satisfactoriamente las etapas de mezclado, transportación, colocación y compactación del concreto y que la mezcla se halla en reposo, se inicia entonces un proceso físico en el que se acomodan los constituyentes de la mezcla por efecto de la fuerza de gravedad, según el cual los más pesados tienden a descender y los ligeros permanecen en su posición o son forzados a ascender dentro de la masa de concreto.

Conforme este proceso avanza, se producen fenómenos simultáneos e interdependientes conocidos como asentamiento y sangrado del concreto. Este último es al que se le presta mayor atención, pues su manifestación es visible casi inmediatamente después de la colocación final del concreto. La forma como se manifiesta es por la aparición de una película de agua en la superficie libre del concreto. La secuela de esta ascensión del agua de la mezcla es una contracción de la

superficie exterior, debida al asentamiento de las partículas. A esta disminución de volumen se le conoce como contracción plástica.

El sangrado del concreto puede ser o no dañino, dependiendo de su magnitud. En términos generales, se considera que un sangrado moderado no resulta perjudicial al concreto, si se produce como resultado de un ligero asentamiento de toda la masa de concreto. Incluso en algunos casos el sangrado puede ser considerado como benéfico debido a que el agua del sangrado ayuda a evitar el desecamiento superficial del concreto y su posible agrietamiento por contracción plástica antes de que se realice el curado.

Para efectos prácticos es conveniente que el concreto sangre lo menos posible, coadyuvando así a la formación de los productos de hidratación y a una mejor calidad del producto terminal. Entre los factores que propician el sangrado se encuentran el mezclado insuficiente, la falta de finos en la mezcla, el exceso de agua y otros relacionados con los agregados.

#### **2.5.4 Compacidad.**

Una vez que la mezcla de concreto ha sido transportada desde el lugar de su elaboración y se ha vertido sobre su destino final, se hace necesario aplicarle un trabajo que lo deforme y haga fluir, hasta ocupar la totalidad del espacio que lo alojará. A este proceso se le llama compactación, que además de lo anterior pretende eliminar el aire atrapado dentro de la masa de concreto, reduciendo su porosidad y forzando a las partículas a colocarse más cerca una de otras, logrando dar a las superficies un contacto total con las cimbras obteniendo el aspecto y la textura deseadas. Entre las finalidades de la compactación del concreto se tiene la de alcanzar la máxima compacidad de éste en las condiciones que permita la obra.

El ACI define la compactación como “el proceso según el cual un volumen de mortero o de concreto recién colocado se reduce al espacio mínimo practicable, por medio de vibración, centrifugación, apisonamiento, o una combinación de estas acciones para moldearlo dentro de las cimbras y alrededor del acero de refuerzo y de otras partes embebidas, y para eliminar las burbujas de aire atrapado pero no las del aire incluido intencionalmente”.

Al someter a la mezcla de concreto recién colocada a su compactación, extrayendo así el aire atrapado en ella, se incrementa su compacidad, es decir, su densidad relativa ante el espacio que ocupa. Existe una relación bien definida entre el grado de compacidad de una mezcla recién colocada y compactada y las propiedades mecánicas y de calidad en general, cuando esta se ha convertido en concreto endurecido.

El grado compactación de una mezcla se mide, como se mencionó antes, por su relación de densidad, o sea, la relación de densidad que se logre en la prueba comparada con la densidad del mismo volumen de concreto completamente compactado.

Al compactar el concreto deberá tenerse cuidado de no aplicar más energía de la necesaria, tratando de aumentar más allá de lo permisible la compacidad de un concreto fresco, ya que esto podría originar la segregación del concreto. Además, será necesario tomar diversas previsiones para no afectar la calidad del producto resultante.

#### **2.5.5 Acabado.**

Se llama acabado a un tratamiento que se da a la superficie del concreto. Como ejemplos se mencionan la nivelación, el alisamiento, la compactación y otros tratamientos efectuados para producir la apariencia y el servicio requeridos. A fin de incrementar la durabilidad del concreto endurecido, se pretende que el acabado del concreto a través del tiempo se conserve, induciendo así mayor resistencia ante factores que van en detrimento de su calidad.

#### **2.5.6 Cuidados en el manejo del concreto fresco.**

Han sido mencionadas diversas características que deberán ser estrechamente vigiladas en un concreto recién elaborado, sin importar la etapa de manejo en la que se encuentre. Para complementar las ideas expuestas, se mencionarán a continuación las etapas de manejo del concreto fresco y algunos cuidados a los que deberá someterse.

1. Mezclado del concreto. El acto de incluir en una sola masa el cemento, los agregados, el agua y en algunos casos los aditivos, se le llama mezclado. Esta acción puede ser efectuada por medios mecánicos, apoyándose en el uso de mezcladoras fijas o móviles, o puede realizarse "a mano". Como sea que se efectúe esta actividad, se deberá cuidar que la uniformidad de la masa de concreto no se vea interrumpida ni siquiera durante el proceso de descarga. Para tal efecto deberán

observarse las indicaciones dadas en algunos tratados respecto a la secuencia de mezclado de los materiales, al tiempo de mezclado y aún a la forma de realizar la descarga de la mezcla de concreto fresco.

2. **Transportación.** Para llevar el concreto desde el lugar de su producción hasta su destino final, es necesario transportarlo adecuadamente, evitando la pérdida de humedad, lo cual afectaría su trabajabilidad, minimizando el riesgo de segregación de sus materiales. Para ello, deberá verificarse la hermeticidad del medio de transporte y procurar no inducir excesiva energía cinética que pudiese separar los componentes de la mezcla. Existen diversas recomendaciones sobre cómo transportar las mezclas de concreto aún a grandes distancias por medio de camiones revolvedores, llamados ollas, en cuyo caso deberán cuidarse las revoluciones que den las mezcladoras.
  
3. **Colocación.** El acto de depositar el concreto fresco en su posición final se le llama colado. Para que el colado sea correcto se deberán cumplir ciertas recomendaciones que permitirán elevar la calidad del producto resultante. Entre ellas se encuentran:
  - Colocar el concreto en su posición final, o lo más cerca posible a ésta.
  - Colocar el concreto en capas uniformes
  - Colocar el concreto lo más rápido posible.
  - Se cuidará que una capa de concreto haya sido bien compactada, antes de colar la capa siguiente.
  - Se cuidará que, en columnas y muros, el concreto se estrelle lo menos posible contra la cara de la cimbra y con el acero de refuerzo; y
  - Siempre que sea posible deberá observarse el colado del concreto desde el exterior de la cimbra.
  
4. **Compactación.** Se dijo ya que la finalidad de la compactación es expulsar el aire contenido en el interior del concreto, excepto el aire adicionado intencionalmente, a efecto de reducir su porosidad y elevar su compacidad. Para ello pueden emplearse métodos mecánicos como el apisonamiento y el varillado, o bien, pueden ser empleados aparatos que generan fuerzas capaces de vencer la cohesión de la pasta y que la convierten momentáneamente en un fluido. Estos aparatos reciben el nombre de vibradores.



Usando ambas técnicas puede producirse un concreto deficiente. Por un lado, cuando el concreto es apisonado a mano suele producirse una compactación incompleta; por otro, si se aplica vibración en el concreto, es posible que ésta no llegue a todas las partes de la masa de manera uniforme, de tal manera que queden partes que no estén totalmente compactadas, mientras que pueden existir otras que presenten segregación debida a un exceso en el vibrado. Para evitar ello, se deberán seguir las indicaciones recomendadas por el fabricante de los equipos, por la bibliografía existente y aún, por las recomendaciones del constructor o supervisor cuando la compactación se efectúe por apisonamiento.

5. Curado. Se denomina curado del concreto al procedimiento que se utiliza para promover la formación de los productos de hidratación del cemento, y que consiste en controlar la humedad hacia dentro y hacia afuera del concreto. Este procedimiento tiene gran importancia para poder lograr un concreto de buena calidad.

El objeto del curado es mantener el concreto saturado, o lo más próximo a este estado, hasta el momento en que los espacios de cemento fresco que originalmente se encontraban ocupados por agua, se llenen con los productos de la hidratación del cemento. Además de ello, el agua que se pierde por auto-desección y por evaporación se tiene que reemplazar con agua del exterior.

En el caso de elementos pequeños, el curado se puede mejorar engrasando las cimbras por dentro y mojando las cimbras antes del colado. Una vez que el concreto colocado ha fraguado, se puede aplicar un curado húmedo manteniéndolo en contacto con agua. Esto se puede lograr rociando o encharcando el concreto, esto es inundándolo, o cubriéndolo con arena, aserrín u otro material mojado. Pueden emplearse también membranas que impidan la evaporación del agua y aún, pueden ser empleados compuestos selladores sobre la superficie del concreto. El curado deberá mantenerse durante toda la etapa de adquisición de resistencia en el concreto a temprana edad, esto es hasta los 28 días de madurez, si es posible.

### **2.5.7 Fraguado.**

Este término es utilizado para describir el cambio de estado plástico al rígido. En ocasiones se ha confundido el significado de esta palabra ya que se ha empleado para describir el aumento de resistencia de la parte endurecida. Esta última acepción es

incorrecta. El término fraguado sólo debe emplearse para definir la transición al estado rígido de la masa de concreto. Nótese que al mencionar la rigidez, ésta no debe confundirse con la adquisición de resistencia.

La bibliografía sobre el concepto menciona el fraguado en dos fases: El fraguado inicial y el fraguado final. Existen métodos para determinar el llamado tiempo de fraguado, el cual es una característica física del cemento. Este tiempo de fraguado queda comprendido desde el inicio hasta la hidratación casi total de los constituyentes del cemento.

El fraguado va acompañado de cambios de temperatura en la masa de concreto: en el fraguado inicial se da un gran aumento de temperatura, alcanzando la máxima durante el fraguado final.

Existe un fenómeno que se conoce como fraguado falso y que es un endurecimiento prematuro del concreto. Sin embargo, este fraguado puede eliminarse remezclando la pasta de concreto, sin que esta acción afecte la resistencia final, aun cuando se haya restablecido la plasticidad de la pasta.

## **2.6 CONCRETO ENDURECIDO**

Hasta el momento se ha hablado de las características del concreto en sus estados iniciales: concreto fresco, durante su producción y concreto fraguado, etapa en la que se adquiere la rigidez del material. Existe una tercera etapa en la cual el concreto ya fraguado inicia un real endurecimiento con lo que adquiere ciertas propiedades mecánicas y de otro tipo, cuyo desarrollo suele representarse mediante la evolución de la resistencia a la compresión en el concreto. En circunstancias ordinarias, la primera etapa suele durar alrededor de dos horas, la segunda entre 2 y 10 horas y la última varios meses e incluso años.

### **2.6.1 Resistencia mecánica del concreto.**

En la etapa en la cual el concreto ha endurecido, suele considerarse a la resistencia mecánica como su principal índice de calidad, lo cual no es estrictamente cierto, ya que el concreto endurecido requiere de otras propiedades para ser durable. En términos generales, la resistencia mecánica que pudiese lograr un concreto depende de la resistencia individual de los agregados, de la pasta de cemento endurecida y de la adherencia que se produce entre estos. Además, se puede añadir el grado de

compacidad de la masa de concreto endurecida y el procedimiento de curado del concreto.

Cuando los agregados poseen una dureza y una resistencia altas, la resistencia del concreto tiende a ser gobernada por la pasta de cemento o por la adherencia que se produzca entre ésta y los agregados. Pensando en la posibilidad de que la resistencia de los agregados en una mezcla sea inferior a la resistencia que se pretende lograr en el concreto endurecido, entonces la resistencia final dependerá de la pasta de cemento. Por esta razón, es necesario buscar que sea adecuada la resistencia de los agregados con la que se pretenda alcanzar en la masa de concreto endurecido.

La resistencia de la pasta de cemento dependerá, como ha sido señalado, del grado de desarrollo de los productos de hidratación del cemento. Para fines prácticos convencionalmente se considera preciso un lapso de 28 días para considerar que la pasta de cemento está endurecida o hidratada.

La resistencia mecánica de la pasta de cemento no sólo se relaciona con los productos de hidratación, sino también con su porosidad.

Se considera a la relación agua/cemento como medio de enlace entre la porosidad y la resistencia mecánica de la pasta de cemento hidratada. Asimismo, el efecto que la relación agua/cemento produce sobre la permeabilidad de la pasta de cemento hidratada, puede hacerse extensivo a la permeabilidad del concreto endurecido.

Si bien hasta ahora se ha visto de manera independiente la importancia de la resistencia de los agregados y de la pasta de cemento, en verdad se tendrá que considerar el trabajo que conjuntamente desempeñan estos componentes, llegando así a la conclusión de que la resistencia de la masa de concreto dependerá de la adherencia que se desarrolle entre ellos. Los factores que pueden afectar dicha adherencia se deben principalmente a las propiedades mismas de los agregados.

Actuando de manera integral los componentes del concreto, su resistencia mecánica esta influida por las resistencias individuales de los agregados, la pasta de cemento y por la adherencia entre ambos componentes, y a fin de cuentas la resistencia del conjunto está regida por la que resulte más débil de las tres.

### **2.6.2 Determinación de la resistencia.**

La resistencia mecánica del concreto se le identifica con su resistencia a la compresión, pues ésta representa la condición bajo la cual el concreto puede soportar con mayor capacidad los esfuerzos que en él se generen. Además, la determinación de la resistencia a la compresión es fácil y confiablemente determinable. Para ello se efectúan pruebas de carga en especímenes representativos del concreto a utilizar en la obra, hasta llevarlos a la falla. Las condiciones y procedimientos de prueba se encuentran normalizados y no se presentan aquí por quedar fuera del alcance de este trabajo. Es pertinente señalar que existen procedimientos indirectos para evaluar la resistencia y la homogeneidad de un concreto endurecido, de los cuales se hablará mas adelante.

### **2.6.3 Permeabilidad.**

La permeabilidad de un material se puede definir como la facilidad con que puede ser penetrado por un fluido, ya sea líquido o gaseoso. Para el caso del concreto es importante conocer su permeabilidad al agua y al aire, fluidos a los que comúnmente está expuesto. La permeabilidad al aire es importante ya que mediante éste pueden penetrar en el concreto diversos elementos que induzcan el desarrollo de daños dentro de él. En el caso del agua, si esta penetrase con excesiva facilidad en la masa de concreto, se elevaría el riesgo de corrosión del acero de refuerzo y el deterioro prematuro del concreto en general.

Debido a que las pruebas para determinar la permeabilidad en el concreto son laboriosas y de larga duración, y porque sus resultados frecuentemente son dispersos y por ello poco confiables, se ha optado por no realizarlas regularmente, sino que mas bien son utilizadas por los fabricantes de cemento como una medida de apoyo en sus procesos de producción de este compuesto. Por tal motivo y considerando la importancia que la permeabilidad tiene en la durabilidad del concreto, es importante conocer los factores que en ella influyen y así considerarlos en el momento de diseñar una mezcla y al construir una obra:

- a) Permeabilidad de los agregados. La permeabilidad de los agregados, de la pasta y del concreto integral depende de su porosidad. En términos generales la porosidad de un material corresponde a su volumen de vacíos, pero el grado de influencia que estos vacíos ejercen en la permeabilidad no sólo depende del tamaño de los poros, de su distribución y forma, sino del hecho de que estos pudiesen o no estar

conectados entre sí, fenómeno que crearía una red de drenes por la cual los fluidos pudiesen pasar con mayor facilidad. A esto se debe que los agregados de peso normal con poros relativamente grandes no tienen una permeabilidad alta por no estar conectados estos poros. Por lo tanto deberá cuidarse no utilizar agregados con altos índices de porosidad y en consecuencia con un alto grado de incertidumbre de su permeabilidad, esto si no han sido ensayados previamente.

- b) Pasta de cemento. La porosidad de la pasta de cemento depende de la relación agua/cemento y del estado de avance de su hidratación, pues al haber mayor volumen de sus productos disminuye la porosidad del cemento. Para propiciar una reducción de la permeabilidad en la pasta y en el concreto se hace necesario emplear una baja relación agua/cemento y concederle a la pasta un tiempo de hidratación adecuado para la formación de sus productos.

Cuando se compara el índice de permeabilidad del concreto contra los índices de sus componentes, ocurre que sus coeficientes son más altos. Este hecho suele deberse a diversas causas, entre las que se tienen la proporción de pasta en el concreto, ya que aquellos concretos que contengan mayor proporción de pasta de cemento tenderán a ser más permeables, lo cual puede atribuirse a un mayor asentamiento y al microfisuramiento debido a la contracción plástica del concreto.

Otra causa es el tamaño máximo del agregado empleado, ya que conforme este aumenta el concreto suele ser más permeable. El hecho puede deberse a que a mayor tamaño del agregado, éste puede asentarse más, debido a su mayor peso proporcionando también una acumulación de agua bajo este tipo de partículas y también debido a la existencia de microfisuras entre las caras de estas partículas y la pasta de cemento que las rodea.

Una condición que puede ser fácilmente controlable para disminuir la permeabilidad del concreto es el curado del mismo. Se ha mencionado que la permeabilidad del concreto depende de su porosidad y que ésta es influida principalmente por la relación agua/cemento y el grado de hidratación de la pasta. Precisamente al curar el concreto se propicia la existencia de condiciones favorables de humedad y temperatura para que su hidratación evolucione favorablemente.

Además de todo lo anterior, si se tiene cuidado en las prácticas de diseño y construcción de las diferentes estructuras de concreto en todas sus etapas, podrá minimizarse no sólo

el riesgo de obtener estructuras permeables sino que además se podrá lograr un producto de alta calidad y como consecuencia de mayor durabilidad.

---

## **CAPITULO III**

### **PROBLEMAS DE DURABILIDAD DEL CONCRETO**

---

## **CAPITULO III**

### **PROBLEMAS DE DURABILIDAD DEL CONCRETO**

Cuando se diseña una estructura de concreto se concibe para resistir las solicitaciones de cargas ordinarias y extraordinarias a las que estará expuesta durante el tiempo que preste servicio. A dicha estructura se le asigna un tiempo de vida estimado en función de un estudio probabilístico realizado de acuerdo con estructuras de características similares. Sin embargo, en pocos casos prácticos se consideran las condiciones ambientales a las que expone la obra. Esto último resulta muy importante para asegurar el buen desempeño de los miembros estructurales, y para predecir el deterioro que puede sufrir el material de construcción, aumentando con ello la certidumbre en lo que a seguridad estructural se refiere.

Para que el concreto utilizado en la construcción de alguna obra se considere durable, éste deberá resistir la acción deteriorante impuesta por las condiciones de servicio, así como las de exposición en las que se encuentre. Estas condiciones se refieren al medio en que se halla situada la estructura, en tanto que las de servicio son aquellas inherentes a las funciones que desempeña.

Con tales consideraciones se puede definir la durabilidad del concreto como su resistencia a la acción deteriorante del medio ambiente, a la de agentes agresivos que pueden ser de origen físico o químico y a la de cualquier otro proceso de deterioro que pudiese afectarlo.

#### **3.1 CONDICIONES QUE AFECTAN LA DURABILIDAD**

Se ha mencionado que la durabilidad de una estructura de concreto puede evaluarse en función de su capacidad para resistir las acciones deteriorantes generadas por las condiciones a las que esté sujeta. Dichas condiciones pueden ser de exposición y de servicio. Las de exposición son características del sitio y medio ambiente en las que se encuentra; en tanto que las de servicio se derivan de la función que desempeñen.

En el caso de las condiciones de exposición, éstas pueden ser del ambiente o del medio de contacto. Las condiciones del medio ambiente están definidas por la localización geográfica de la zona, por el carácter urbano, rural o industrial. Cuando se menciona el medio de contacto se hace referencia al suelo, al agua o a cualquier otra sustancia



líquida, sólida o gaseosa que eventualmente pudiese quedar en contacto con la estructura.

Las condiciones de servicio quedan determinadas por el uso que se les da a las estructuras, siendo éstas tan variadas como las funciones que desempeñen.

Hasta ahora, no se ha considerado a los materiales constituyentes del concreto como un factor que pudiese afectar su durabilidad. Puesto que el concreto es un material compuesto de elementos de diferente origen, existe la posibilidad de que éstos no sean compatibles, pudiendo generarse el deterioro en su interior al originarse reacciones deletéreas entre el cemento y los agregados.

Para contar con estructuras de concreto resistentes al efecto nocivo que pudiesen sufrir por las condiciones antes citadas, éstas deberán ser construidas con una mezcla de concreto resistente. Además del proceso de diseño y mezclado, el proceso de transportación, colocación, compactación y curado del concreto, deberá ser tal que asegure una buena calidad del producto final.

Habiendo hecho una revisión de las condiciones que pueden afectar la durabilidad del concreto, se detallarán los problemas que pudiesen surgir por causa de éstos factores.

### **3.2 CLIMA**

Las condiciones climatológicas en las que se ubica ya sea, una obra en proceso o una estructura de concreto terminada, tienen gran influencia en el diseño de las mezclas y en la definición de los procedimientos constructivos a ser empleados. Estas condiciones se caracterizan principalmente por las temperaturas y las precipitaciones pluviales que se presenten a lo largo del año en el sitio y dependen de su posición geográfica y de su altitud.

En lo que respecta a la durabilidad del concreto, la temperatura tiene gran influencia en los efectos nocivos que pudiesen presentarse en él. Así pues, se deberán cuidar diversos aspectos durante la colocación de la mezcla de concreto, de acuerdo al clima en el que se esté trabajando.

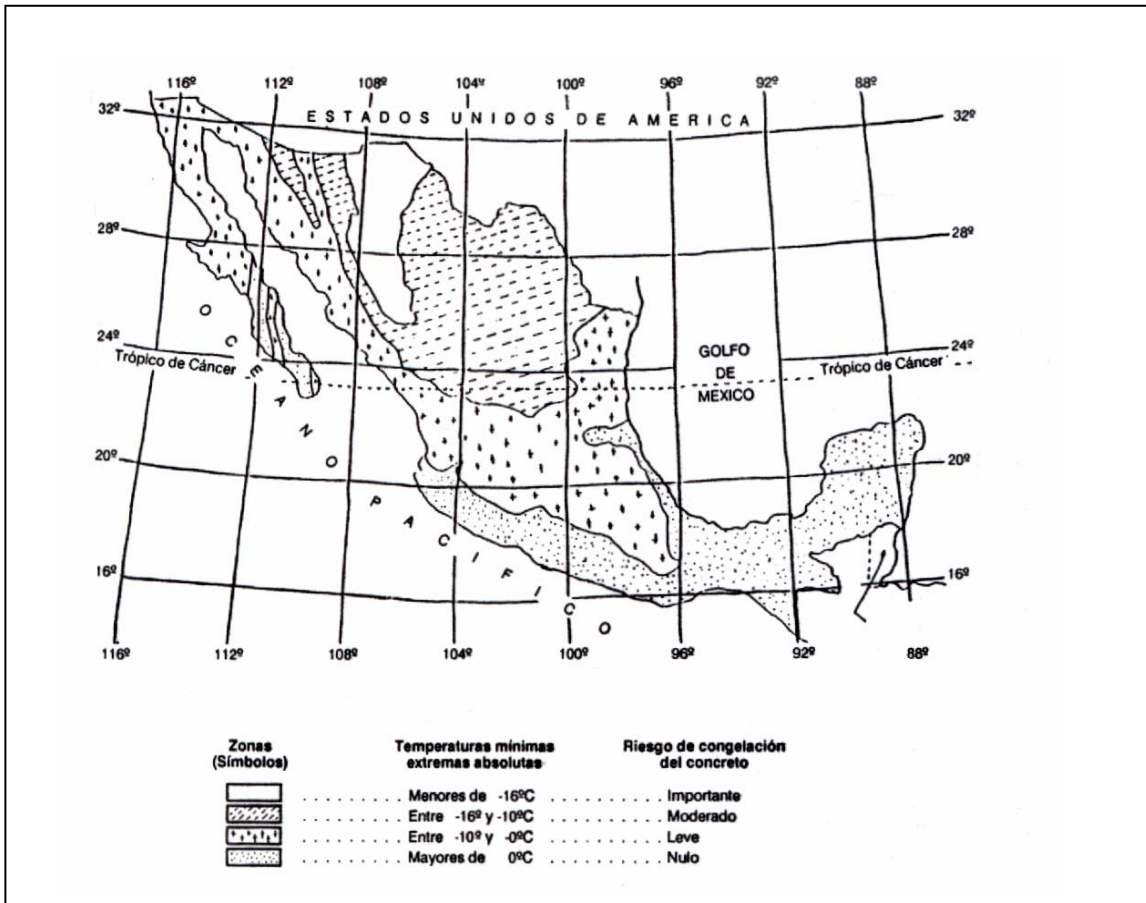
En México se encuentran identificadas cuatro regiones de acuerdo al riesgo de exposición a temperaturas que puedan causar efectos nocivos por congelamiento y

deshielo, pues este es la principal causa de preocupación para el diseño y fabricación de mezclas. A estas zonas se les identifica como sigue:

- Región con importante riesgo de congelación.
- Región con moderado riesgo de congelación.
- Región con leve riesgo de congelación; y
- Región con nulo riesgo de congelación.

No sólo en el caso de clima frío será tendrán que considerar las condiciones de fabricación y exposición del concreto, sino también en clima húmedo, cálido o seco.

**FIGURA 3.1 Delimitación de zonas con diferente riesgo de congelamiento.**



### **3.2.1 Fabricación en clima frío.**

Dado que la exposición del concreto a condiciones de congelamiento y deshielo es una condición crítica para concretos de baja calidad, será necesario asegurar un buen diseño empleando componentes de buena calidad y utilizando una relación agua/cemento conveniente. El cemento a emplearse debe ser preferentemente del Tipo I o Tipo II y los agregados deben tener características que aseguren un comportamiento aceptable ante los efectos de congelación.

Cuando el concreto se va a colar en sitios donde se tiene un alto riesgo de congelación, se hace obligatorio el uso de un aditivo inclusor de aire, pero deberá cuidarse que el contenido de aire en el concreto se encuentre dentro de los valores recomendados por las instituciones que emiten normas sobre el uso del concreto bajo estas condiciones.

Conviene recordar que el origen de las fallas por este efecto, proviene del congelamiento del agua que se halla alojada en el interior de la masa de concreto endurecida, la cual esta en función de la permeabilidad del material. Para minimizar esto, se requiere que la mezcla haya sido diseñada con una baja relación agua/cemento y que, además de haber sido totalmente compactada, haya sido curada adecuadamente.

Al mezclar el concreto, es imprescindible que exista una temperatura adecuada para que se dé la hidratación del cemento y que ésta se desarrolle en el tiempo conveniente hasta que la estructura adquiera suficiente resistencia para soportar, sin riesgo de daño, la remoción de la cimbra y los efectos de las bajas temperaturas ambientales. Para ello se precalientan los agregados mezclándolos con agua caliente y se espera hasta que la temperatura de ellos se estabilice, antes de agregar el cemento. En este caso el tiempo de mezclado debe incrementarse en un 25%. Asimismo, se requiere evitar un choque térmico al retirar las cimbras de la estructura, para minimizar el riesgo de daño.

El uso de sales descongelantes es un factor que se tiene que vigilar, pues su uso en ciclos de congelación y deshielo puede provocar efectos nocivos en la superficie de las estructuras. De todo esto se hablará con más detalle en el capítulo siguiente.

### 3.2.2 Fabricación en clima cálido.

El clima caluroso también puede afectar la durabilidad de la obra terminada. Para evitar el efecto nocivo producido por este motivo, es necesario tomar las previsiones adecuadas para disminuir el riesgo de daño prematuro en las estructuras.

El origen del daño que puede sufrir el concreto puede deberse a un diseño pobre de la mezcla de concreto o a un procedimiento constructivo inadecuado para este tipo de ambientes.

Para evitar los efectos dañinos en el concreto colado en climas calurosos, se deberán seguir algunas recomendaciones durante el diseño y fabricación del mismo. Entre éstas se tienen el emplear un cemento Tipo I ó Tipo II; en caso de que la estructura se ubique en medios agresivos se puede utilizar el Tipo Portland-Puzolana. Debe procurarse que la cantidad de cemento utilizada satisfaga los requerimientos mínimos para lograr la resistencia deseada, evitando así la generación de un excesivo calor de hidratación que puede propiciar la aparición de agrietamientos.

En este clima pueden ser empleados aditivos reductores de agua y en caso de que la estructura se encuentre en un sitio extremoso, con riesgo de sufrir congelamiento durante el invierno, un aditivo inclusor de aire. El primer tipo podrá tener efectos retardantes.

Durante el proceso de fabricación, es importante cuidar que el concreto satisfaga ciertos requisitos de temperatura para evitar una potencial reducción de resistencia y una eventual pérdida de durabilidad. Se considera como temperatura ideal para el colado de concreto el intervalo dado entre los  $21^{\circ}\text{C} \pm 11^{\circ}\text{C}$ . Es pertinente que la temperatura durante el colado no esté fuera de este rango, para evitar daños indeseables.

Al igual que en la fabricación de concreto en clima frío, la temperatura de fabricación de la mezcla deberá ser regulada. Esto se logra mediante la observación de algunas medidas fáciles de llevar a cabo en la obra, entre las que se encuentran:

- Cubrir los depósitos de los agregados, para evitar su calentamiento por exposición directa al sol;
- Mantener el agua de mezclado a la temperatura original de suministro, lo cual puede lograrse enterrando los tanques de almacenamiento;

- Conservar húmedos los agregados, para que por efecto de la evaporación del agua descienda la temperatura de ellos;
- Se debe evitar el uso de cementos calientes,
- Disminuir el sobrecalentamiento del concreto durante su transportación y colocación, protegiéndolo contra los rayos solares directos; y
- Efectuar los colados en horarios en los que la temperatura ambiental sea menor, esto es a temprana hora del día o después de la puesta del sol.

Como puede notarse, con las dos últimas recomendaciones se desea mantener la mezcla a una temperatura adecuada, pues en ambientes calurosos el concreto se seca rápidamente por evaporación, efecto que se ve acrecentado si existe la presencia de vientos en el lugar. Este secado prematuro afecta el desarrollo de la resistencia y es el origen del fenómeno conocido como contracción plástica. Para evitarlo se debe curar el concreto a la brevedad posible después de su colocación final, además de que pueden ser empleados productos que formen una membrana en la superficie del concreto, misma que coadyuve a reducir la evaporación del agua. Las anteriores medidas pueden ir acompañadas de una cubierta protectora contra los rayos solares y del viento que pudiese llegar a presentarse.

Cuando el concreto ha endurecido es pertinente retirar las cimbras lo antes posible, a efecto de suministrarle un curado adecuado, además de permitir disipar más fácilmente el calor generado su interior.

### **3.3 MEDIOS AGRESIVOS**

Pueden elaborarse concretos que cumplan satisfactoriamente con los requisitos de resistencia a agentes atmosféricos agresivos, sin embargo, el grado de durabilidad de una estructura, puede verse afectado por factores provenientes del medio en que se halle situada. Normalmente las obras de concreto están en contacto con el suelo y el agua. En estos medios generalmente se encuentran sustancias químicas naturales que en bajas concentraciones son inocuas al concreto, pero que al alcanzar ciertos valores de concentración pueden resultar perjudiciales para él, al grado de llegar hasta su destrucción. El conocer estos medios permite tomar medidas que reducen e incluso pueden llegar a evitar el daño.

Los agentes químicos agresivos no atacan al concreto cuando se encuentran en estado sólido y seco. Para que éstos sean nocivos es necesario que se encuentren disueltos y que, además, sobrepasen un determinado grado de concentración. La agresividad de estas sustancias se acrecienta cuando la estructura se encuentra sujeta a presión, pues ésta favorece la entrada de la solución en el concreto.

Se considera al agua proveniente de las precipitaciones pluviales, como un medio agresivo si ésta contiene grandes cantidades de sustancias residuales, productos de la combustión de materiales sulfurosos, los cuales generan fenómenos como son la carbonatación y la lixiviación del concreto.

### **3.3.1 Ataque en medios sulfurosos.**

Los sulfatos son sales inorgánicas que se encuentran presentes en muchos suelos y aguas superficiales o freáticas. Cuando se hayan disueltos en estos medios son prácticamente inofensivos, pero cuando aumenta su concentración se incrementa su agresividad. Entre las sustancias altamente agresivas se pueden mencionar los sulfatos de sodio ( $\text{NaSO}_4$ ), de potasio ( $\text{KSO}_4$ ), de calcio ( $\text{CaSO}_4$ ) y de magnesio ( $\text{Mg SO}_4$ ).

Cuando éstas sales se encuentran en estado sólido no atacan al concreto, pero en solución agreden a la pasta de cemento endurecida, pues el sulfato reacciona con el hidróxido de calcio y con los hidratos de aluminato de calcio producidos durante la hidratación del cemento.

La velocidad con la que se ve afectado el concreto depende de la concentración de los sulfatos, además de la velocidad con que se reabastece el sulfato perdido en la reacción con el cemento. Cuando el ataque del sulfato se produce por un solo frente, la velocidad de ataque se ve incrementada. Asimismo, el ciclo alternado de saturación seguida de secado acelera el proceso de deterioro del material. En el caso de miembros estructurales totalmente enterrados, la velocidad de ataque de estas sustancias es menor.

En estructuras en las que han ascendido los sulfatos, por efecto de capilaridad, se puede apreciar una apariencia blanquecina de la superficie del concreto. Con el tiempo se produce un agrietamiento y descascaramiento, hasta que se llega a un estado quebradizo y suave.

Un caso particular de ataque por sulfatos se da en elementos expuestos a ambientes marinos, pues el concreto que se encuentra entre las marcas de mareas sufre un grave ataque, debido a los continuos ciclos de saturación y secado. Sin embargo, el concreto que está permanentemente sumergido sufre un daño de menor consideración. Mas adelante se describirá el mecanismo de daño causado por este medio.

### **3.3.2 Ataque en medios ácidos.**

Más allá del ataque por sulfatos, otro medio agresivo para el concreto es el que contiene ácidos y dióxido de carbono, ya que el concreto no tiene resistencia a estos agentes.

El origen de algunos ácidos son los productos de la combustión de sustancias que contienen azufre y que al quemarse generan gases sulfurosos que se combinan con la humedad atmosférica y forman ácido sulfúrico. Otra manera en que se producen estos compuestos es por la degradación de materia orgánica disuelta en las corrientes naturales o industriales. Bajo condiciones naturales, en suelos que contengan turbas se puede tener sulfato de hierro (pirita), que al oxidarse se convierte en ácido sulfúrico. En corrientes de zonas montañosas, el agua puede ser ligeramente ácida por contener  $\text{CO}_2$  disuelto. Pero en este caso las aguas ácidas atacan ligeramente al concreto de buena calidad.

En el caso de las pilas de puentes de concreto que han sido atacados por ácidos, éstos suelen provenir de aguas de desecho de industrias manufactureras o de procesamiento tales como empacadoras, productoras de enlatados, etc.

El agua que contiene  $\text{CO}_2$  libre es agresiva al concreto sobre todo si el pH alcanza valores menores a 6. Cuando el grado del pH se encuentra entre los valores 3 a 6, la velocidad de ataque progresa proporcionalmente a la raíz cuadrada del tiempo. Asimismo, la velocidad de ataque disminuye cuando los agregados quedan expuestos, porque la superficie vulnerable es menor y el medio de ataque tiene que viajar en torno a las partículas de los agregados.

Para aumentar la resistencia del concreto a este tipo de medios, se han desarrollado algunos tratamientos que de manera general tienden a formar una capa protectora que permite disminuir la acción deletérea. Entre estos tratamientos se puede mencionar la utilización de pinturas plásticas o epóxicas, el empleo de carbón/alquitrán en las superficies, etc. El grado de protección que proporcionan los diversos medios varía, pero

es esencial que la capa protectora se adhiera bien al concreto y que no la dañen los agentes mecánicos.

### **3.3.3 Degradantes atmosféricos.**

En la atmósfera se encuentran disueltas partículas nocivas, tal como en el caso anterior. Sin embargo, no todos los agentes atmosféricos agresivos se desarrollan en procesos derivados de la combustión.

En el medio ambiente se encuentra presente el dióxido de carbono de manera natural, mismo que al penetrar en el concreto inicia una reacción química con algunos productos de la hidratación del cemento, llamada carbonatación, la cual modifica las condiciones de estabilidad química del concreto y provoca un proceso de degradación, que con el tiempo degenera en la corrosión del acero de refuerzo.

Hay un gran número de aspectos de la carbonatación que influyen en las propiedades del concreto. Entre ellas se encuentra la degradación de su condición alcalina, la cual disminuye la protección del acero de refuerzo contra la corrosión.

Para minimizar el riesgo de daño en estructuras de concreto reforzado, es pertinente tomar medidas precautorias que impidan que con el transcurso del tiempo, el acero de refuerzo sea alcanzado por el efecto de la carbonatación. Para ello se requiere que el concreto tenga una baja permeabilidad, que se haya mezclado con una baja relación agua/cemento y sobre todo que exista una buena protección para el acero de refuerzo, esto es, que el espesor de recubrimiento sea uniforme y de espesor suficiente.

Bajo condiciones normales, el grado de avance de la carbonatación es bajo y, para que penetre un espesor de recubrimiento dado, se requiere que las condiciones de agresividad del medio se conserven durante mucho tiempo. Para evaluar la profundidad que ha alcanzado la carbonatación, se han desarrollado a partir de la experiencia expresiones y tablas que están en función del tiempo y del valor de la resistencia del concreto.

Habrá que cuidar la calidad del concreto respecto a su permeabilidad, con el fin de evitar un rápido avance de la carbonatación, cuyos efectos serán menos dañinos si además de lo anterior, el diseño de las estructuras de concreto contempla espesores de recubrimiento adecuados, pues durante la construcción de las estructuras se generan



errores que afectan las especificaciones de recubrimiento señaladas en los planos. Para evitar ello, es recomendable incrementar el valor del recubrimiento, para absorber los errores que pudiesen producirse.

### **3.4 CORROSIÓN**

Debido a la condición altamente alcalina y a la baja conductividad eléctrica del concreto, éste generalmente proporciona una buena protección contra la corrosión de los materiales que se hayan ahogados en él. Sin embargo, la corrosión del acero de refuerzo es una causa frecuente de daño en las estructuras de concreto.

El grado de protección que puede proporcionar un concreto al acero de refuerzo, está en función de su calidad, del espesor del recubrimiento y de las prácticas constructivas que se hubiesen realizado. No obstante, existe un número importante de casos de daños que hasta hace poco tiempo causaban desconcierto, pues se desconocía que la corrosión tenía también su origen en otros aspectos tales como la presencia de cloruros en el concreto, lo cual puede producir una corriente eléctrica parásita que genera el fenómeno de corrosión.

Se sabe que las principales condiciones que propician el inicio de la corrosión del acero de refuerzo son: la excesiva porosidad del concreto, el insuficiente espesor del recubrimiento, la existencia de grietas en el concreto, la alta concentración de agentes corrosivos en el medio de contacto y en el concreto mismo, la presencia de humedad en el interior de la masa del concreto, así como la presencia de corrientes eléctricas.

La excesiva porosidad es el resultado de una deficiente producción del concreto, debido a lo inadecuado de su composición, de su elaboración, compactación y curado. Todos estos factores deberán ser cuidados para obtener un producto de buena calidad.

El recubrimiento del acero de refuerzo es una condición que depende del proyectista de la estructura. Sin embargo, es el constructor y el supervisor de la obra quienes tienen una influencia directa en este aspecto, pues se ha observado que los recubrimientos efectivos en las estructuras tienden a ser muy variables y con una elevada proporción de valores inferiores a lo especificado. Debido a ello, es conveniente que los proyectistas consideren un recubrimiento adicional, que proporcione mayor seguridad ante el riesgo de errores constructivos.

En épocas anteriores se creía que si una estructura no tenía grietas no existía una razón para que se iniciara la degradación del acero de refuerzo debido a la corrosión. Ahora se sabe que esto no es una condición indispensable para su inicio. Sin embargo, la presencia de grietas en las estructuras facilita la penetración de agentes agresivos que dan inicio al fenómeno. El origen de las grietas en el concreto pueden dividirse en dos grandes grupos, de acuerdo a las causas que las generan: grietas no estructurales y grietas estructurales.

Las grietas estructurales se pueden definir como las grietas con orientación bien definida debidas a movimientos diferenciales de la estructura, a sobrecargas y a deficiencias de diseño y de construcción.

Las grietas no estructurales puede deberse al asentamiento y sangrado del concreto, a la contracción plástica, a la contracción de origen térmico, a deficiencias constructivas, etc.

La formación de las grietas depende también de factores debidos a las características de los materiales y a la manifestación de eventos extraordinarios. En nuestro país, las características de los agregados y las condiciones ambientales son muy variables, habiendo casos en los cuales estas características y condiciones hacen muy posible la aparición de grietas. Es por este motivo que deberá ser muy cuidadosa la elección de los agregados para la elaboración del concreto.

Se debe tener presente que entre los agentes atmosféricos que pueden ocasionar la corrosión del acero de refuerzo se tiene presente la carbonatación del concreto y la penetración de cloruros, mismos que a través de reacciones físico-químicas tienden a degradar el acero.

Es importante considerar la existencia de factores nocivos en los componentes del concreto debido a que algunos de ellos suelen ser portadores de cloruros, entre los que están ciertos agregados de origen marino.

Habrà que cuidar muchos aspectos para reducir el riesgo de daño del concreto por corrosión del acero de refuerzo, ya que este fenómeno es el causante de que muchas estructuras tengan actualmente problemas de durabilidad.

### 3.5 REACCIONES CON LOS AGREGADOS

Existen algunos tipos de agregados nocivos para el concreto, ya que parte de sus constituyentes no son compatibles con los del cemento, produciéndose fenómenos que pueden afectar el comportamiento del concreto. Cuando se da este caso, se desarrollan reacciones químicas deletéreas en el interior del concreto, iniciándose un proceso cuyos efectos son adversos a la durabilidad del mismo. Estas reacciones se producen entre ciertas rocas y minerales con los álcalis del cemento, mismos que pueden provenir también de algunos agregados y aditivos minerales.

El deterioro de origen químico que sufre el concreto fue llamado originalmente “Reacción Alkali-Agregado” y el primer trabajo al respecto fue publicado en el año de 1940. En investigaciones posteriores se definieron tres tipos básicos de reacciones deletéreas en el concreto: álcali-sílice, álcali-silicato y álcali-carbonato.

Estudios realizados en elementos afectados por la primera reacción mostraron que el fenómeno es el resultado de una reacción entre los álcalis y algunos elementos silíceos de los agregados que se complica debido a la situación del medio ambiente y provoca una gran contracción y concentración del concreto por desecación. Este fenómeno es el más importante en nuestro país.

México sufre también de la presencia de rocas carbonatadas, las cuales al participar en la reacción con los álcalis del cemento, producen expansiones perjudiciales con el consiguiente agrietamiento del concreto. Además de ello se produce también el fenómeno de la carbonatación.

En lo referente a la reacción álcali-silicato, su frecuencia en nuestro medio es intermedia entre las dos anteriores, ésta se manifiesta como una dedolomitización de algunas rocas dolomíticas por efecto de los propios álcalis.

Existen otras reacciones nocivas al concreto en las cuales intervienen los agregados. Sin embargo, no se describen debido a que su origen tiene raíz en la baja sanidad de ellos, y se asume que los agregados empleados en la elaboración del concreto han pasado satisfactoriamente el requisito de sanidad.

Para que se produzca cualquiera de las reacciones nocivas al concreto, se requiere que se encuentren presentes tres condiciones:

- Presencia de rocas y minerales reactivos en los agregados, en las proporciones que en cada caso resulten nocivas.
- Elevado contenido de álcalis en la mezcla de concreto.
- Suficiente humedad en el interior del concreto, para mantener una solución fuertemente alcalina en contacto con los agregados.

Se han dado algunas recomendaciones para prevenir daños en las estructuras como consecuencia de una reacción de esta índole. En términos generales son las siguientes:

- a) Evitar el uso de agregados que contengan rocas y minerales identificados como potencialmente reactivos con los álcalis. Si los agregados fuesen reactivos y no hubiese alternativa de cambio, se tendrá que verificar experimentalmente la expansión que es capaz de producir.
- b) Se deberá emplear un cemento con bajo contenido de álcalis: menos de 0.60% si la reacción a producirse es álcali-sílice y menos de 0.40% si es de tipo álcali-carbonato. Para la primera reacción es posible emplear puzolana para disminuir el efecto de la reacción, para el tipo álcali-carbonato hay menos expectativas de lograr lo anterior.
- c) Para estructuras de concreto en servicio, donde no se tomaron las recomendaciones anteriores, se debe mantener el concreto seco para disminuir el riesgo del inicio de las reacciones deletéreas, pudiéndose emplear para ese fin barreras protectoras contra la humedad. Si bien de esta manera no puede evitarse la reacción, sí pueden aminorarse sus efectos, prolongando la vida útil de la estructura.

El estudio de la reacción álcali-agregado se inició en los Estados Unidos. Con el tiempo se comenzó a tener noticias de la aparición de este fenómeno en diversas partes del mundo. Ya que el tiempo de manifestación de sus efectos es muy variable (desde 1 hasta más de 30 años) no es posible establecer si en lugares donde aún no se ha manifestado puede hacerse presente con posterioridad.

En nuestro país la aparición progresiva de este tipo de fenómenos pone de manifiesto la necesidad de desarrollar una estrategia que permita prevenirla, ya que los factores de riesgo se hallan presentes, debido a que existen agregados identificados como potencialmente reactivos y se utilizan cementos con una alto contenido de álcalis. Ante la posibilidad de que este fenómeno se presente en grandes proporciones, es necesario conocer las regiones en que pueden hallarse rocas que pudiesen propiciar la reacción mencionada. Para tal efecto, a continuación se describen dichas regiones, cuya

delimitación general no excluye la posibilidad de que exista otro tipo de agregados del que en ellas se describe.

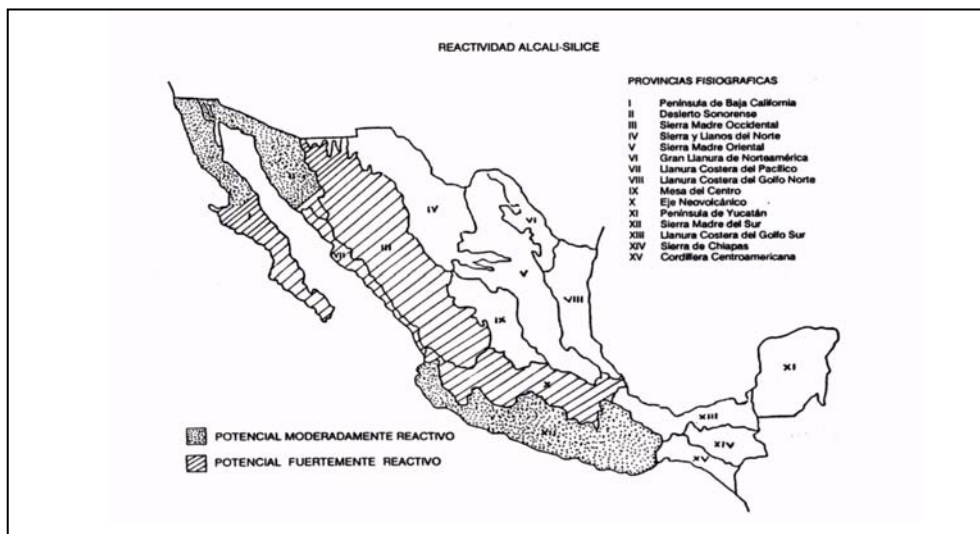
Tomando como base la constitución geológica de la República Mexicana, la antigua Secretaría de Programación y Presupuesto definió 15 regiones fisiográficas. De esta manera se han agrupado las regiones cuyas características son comunes en cuanto a la probable existencia de rocas y minerales reactivos con los álcalis del cemento. En las **Figuras 3.2 y 3.3**, se muestra la división de éstas regiones indicándose la reacción susceptible a presentarse.

### 3.5.1 Ocurrencia de la reacción álcali-sílice.

La reacción álcali-sílice puede ocurrir cuando se emplean agregados procedentes de rocas capaces de producir una reacción de éste tipo como son: las rocas volcánicas vítreas y sus tobas (riolitas, dacitas, andesitas y algunos basaltos); rocas que contienen ópalo y las rocas con elevado contenido de sílice en estado criptocristalino o intensamente deformado (arenas cuarcíferas, calizas silicificadas, esquistos, areniscas, etc.).

Esta reacción se puede presentar, a su vez, en regiones de alto y moderado potencial reactivo. La región con moderado potencial abarca la porción más al Noroeste de la República y la totalidad de la Sierra Madre del Sur. La de alto riesgo comprende la región sur de la Península de Baja California y las provincias fisiográficas de la Llanura Costera del Pacífico, la Sierra Madre occidental y el Eje Neovolcánico (Ver **Figura 3.2**).

**FIGURA 3.2 Zonas potencialmente peligrosas a la reacción álcali-sílice.**

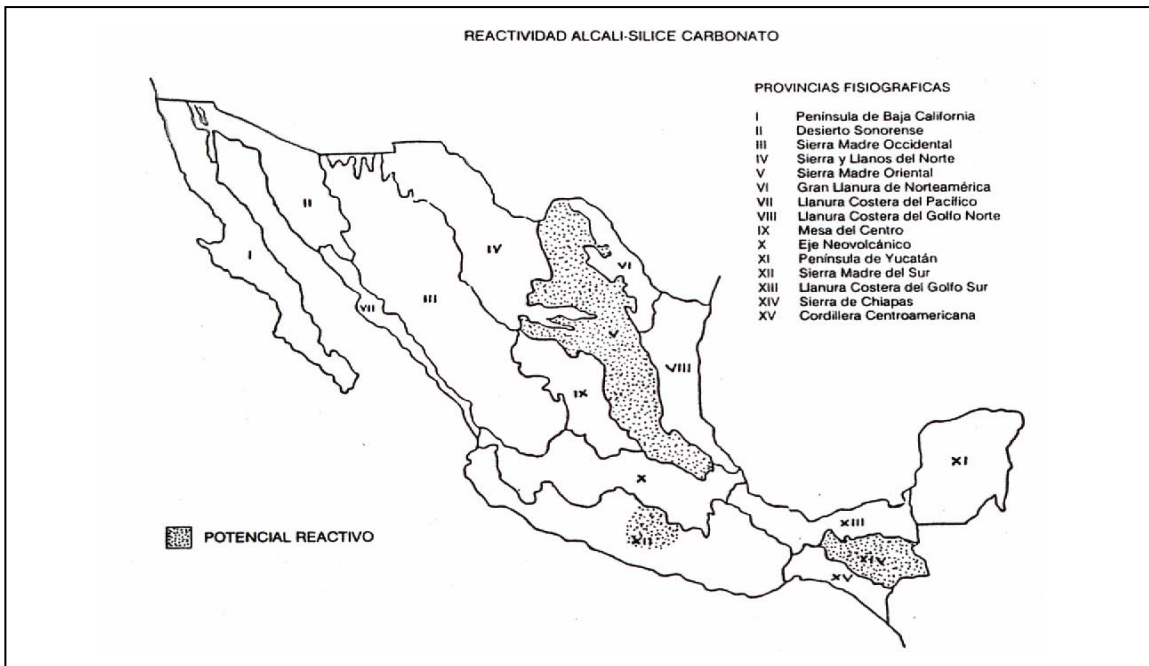


### 3.5.2 Ocurrencia de la reacción álcali-carbonato.

En el caso de la reacción álcali-carbonato, los tipos de roca que generalmente intervienen son las calizas dolomíticas, las calizas arcillosas (margas) y otras calcáreas. Sin embargo, debido a que estas rocas suelen hallarse en formaciones constituidas por rocas similares pero no reactivas, el grado de reactividad del material en su conjunto, depende de la proporción en que se halle la fracción reactiva. En estos casos, suele recomendarse que el material reactivo no exceda más del 15% del agregado total en el concreto.

La localización de las regiones donde es susceptible la aparición de este tipo de reacción es difícil de establecer con precisión. A pesar de ello, la **Figura 3.3** intenta delimitarla.

**Figura 3.3** Reactividad alcali-carbonato.



La región en la que se tiene un gran potencial de reactividad es la que comprende las provincias fisiográficas de la Sierra Madre del Sur y la Sierra de Chiapas en su totalidad, y la fracción sedimentaria de la Sierra Madre del Sur, en particular la subprovincia de la plataforma Morelos-Guerrero.

Se recomienda no soslayar la importancia de los estudios que deben ser realizados en cada banco de material, independientemente de la zonificación de riesgo aquí presentada, con el objeto de tener valores fehacientes en lo relativo a la reactividad de los agregados.

---

## **CAPITULO IV**

### **MECANISMOS DE DETERIORO DEL CONCRETO**

---



## **CAPITULO IV**

### **MECANISMOS DE DETERIORO DEL CONCRETO**

En el capítulo anterior se han presentado diversos problemas que pueden aparecer durante la vida de una estructura. De manera general, han sido expuestas las condiciones que pueden influir en la durabilidad del concreto. Sin embargo, es necesario conocer con mayor precisión los mecanismos de deterioro que pueden afectar este material a fin de desarrollar técnicas adecuadas de prevención, detección y reparación de daños.

Además de los factores de deterioro tratados en el capítulo antecedente, se explicarán los mecanismos de daño de origen mecánico que sufren las estructuras de concreto.

Los mecanismos de deterioro a tratar, se presentan en seguida en el mismo orden en que aparecieron en el capítulo anterior las causas de daño, dejándose al final lo referente a los daños mecánicos.

#### **4.1 CONGELAMIENTO Y DESHIELO**

Es bien conocido que el congelamiento del concreto *per se* no produce ningún daño al concreto. El hecho de que se presenten ciclos alternados de congelamiento y deshielo es lo que induce la aparición de un mecanismo de deterioro que de originarse en concretos de baja calidad, producirá con seguridad que estos fallen. Aún cuando el mecanismo se presente en un material de buena calidad, éste sufrirá daños como resultado de su exposición repetida a estos fenómenos.

Una consideración importante es el hecho de que el efecto de estos ciclos será más severo si la estructura sujeta a congelamiento y deshielo se encuentra en un estado cercano a la saturación total.

De manera general, puede decirse que cuando disminuye la temperatura del concreto semisaturado, el agua que contienen los poros capilares se congela en la pasta de cemento (recordemos la estructura de la pasta de cemento descrita en el capítulo II) y se produce una expansión del concreto. Si un subsecuente deshielo va seguido de otra congelación hay más expansión que en el ciclo anterior; si este proceso se realiza con

regularidad, la expansión del material crece acumulativamente hasta que, análogamente a la falla por fatiga, se ocasiona su deterioro.

La acción del mecanismo antes descrito se desarrolla tanto en la pasta de cemento como en los agregados, pero su comportamiento es diferente en cada caso, por lo que deben tratarse por separado.

Es en la pasta de cemento endurecida donde el mecanismo se desarrolla principalmente, pues los poros más grandes del concreto, que provienen de una compactación incompleta, están llenos de aire y, por lo tanto, no constituyen elementos de alto riesgo para la acción del congelamiento.

Existe un caso especial, mismo que deberá tratarse por separado: el efecto de la congelación del agua presente en el concreto fresco, debido a que en este caso el material se encuentra en un estado casi total de saturación, no habiendo ninguna limitante para la rápida congelación del agua presente.

#### **4.1.1 Congelación del concreto fresco.**

En el caso de que no se tomen medidas precautorias contra el congelamiento del concreto fresco, el agua de mezclado se congelará produciéndose un aumento de volumen del concreto. Otra consecuencia es el retraso del fraguado y del consiguiente endurecimiento del concreto, ya que al no haber agua disponible se inhiben las reacciones químicas que los producen, razón por la que la formación de hielo en su interior no encontrará ninguna resistencia.

Una vez que se inicie el deshielo se iniciará el proceso de fraguado del concreto, mismo que al ser revibrado fraguará y endurecerá sin haber perdido resistencia alguna.

En el caso en que la congelación se presente después de que el concreto ha fraguado, pero antes de haber adquirido resistencia notable, ocurrirá una expansión volumétrica que ocasionará la fractura del concreto, con una pérdida irreparable de resistencia.

Si el concreto ha adquirido suficiente resistencia, es probable que al presentarse la acción del congelamiento resista sus efectos sin dañarse, gracias a su mayor resistencia a la presión del hielo y que al encontrarse el concreto en un estado avanzado de hidratación, existe una menor cantidad de agua que pueda congelarse. En términos

generales, mientras más avanzada se encuentre la hidratación del cemento y mayor sea la resistencia, menos vulnerable será el concreto a la acción de la congelación.

#### **4.1.2 Congelación de la pasta de cemento.**

La congelación del concreto es gradual debido a la velocidad de transferencia de temperatura en él, en parte al aumento de la concentración de álcalis disueltos en el agua que aún no se ha congelado y en parte a que el punto de congelación varía de acuerdo al tamaño de la cavidad.

Para que se dé el congelamiento de la pasta de cemento debe haber una condición necesaria: la existencia de agua en su interior. Un factor que influirá de manera directa será la cantidad de agua disponible para los efectos del congelamiento, es decir, el grado de saturación del concreto.

Se sabe que durante el congelamiento, los movimientos de agua disponible se realizan hacia las regiones de congelación, debido a las presiones que se desarrollan en el interior de la pasta.

En el interior de la pasta de cemento, el agua se encuentra como una solución alcalina ligera, la que al disminuir la temperatura por debajo del punto de congelación, sufre un superenfriamiento con la consecuente formación de cristales de hielo. Debido al aumento del contenido de álcalis en el agua que aún no se ha congelado, se produce una presión osmótica que obliga al agua contenida en los poros cercanos a difundirse en la solución de las cavidades congeladas. Dicha difusión hace crecer los cuerpos de hielo, produciéndose la expansión de la pasta.

Es pertinente aclarar que la congelación se inicia en los poros capilares de la pasta de cemento, o sea, en las cavidades de mayor tamaño y se va extendiendo a las más pequeñas. Sin embargo, los poros del gel son demasiado pequeños para permitir la formación de hielo en ellos, a menos que la temperatura descienda por debajo de los  $78^{\circ}\text{C}$  bajo cero, de tal manera que prácticamente no se forma hielo en ellos. Por la diferencia de entropía entre el gel y el hielo, el agua del gel adquiere una energía potencial que le permite penetrar en las cavidades que contienen hielo, lo cual ocasiona que los corpúsculos crezcan, resultando en la dilatación del material.

Existen dos fuentes de presión de dilatación: por un lado, el agua del interior del concreto al helarse causa un aumento de volumen del orden del 9%, de tal forma que es expulsado el exceso de agua que se encontraba en las cavidades. La velocidad de la congelación determina el desplazamiento del agua, la cual va avanzando conforme el frente de hielo la fuerza a moverse y la presión hidráulica resultante dependerá de la longitud de la trayectoria y la permeabilidad entre la cavidad en congelación y una cavidad que pueda alojar el exceso de agua.

Como segunda causa de dilatación del concreto se encuentra la difusión del agua que ocasiona un crecimiento de los cuerpos de hielo ya presentes. Esta difusión es producida por la presión osmótica ocasionada por la concentración de solutos, en los poros de gel, que ocurren debido a la separación del agua congelada de la solución.

La presión osmótica puede también provenir de las sales descongelantes que se utilizan para retirar el hielo de las carreteras y los puentes, estructuras que las absorben generalmente en su lecho superior. Esto produce una fuerte presión osmótica, con el consecuente movimiento de agua hacia las regiones más frías donde ocurre la congelación.

El resultado es que cuando la presión de dilatación sobrepasa su resistencia a la tensión, se produce un daño. Este puede variar desde un descascaramiento superficial, hasta la desintegración total del material a medida que avanza la formación de capas de hielo, lo que ocurre primero en las superficies expuestas de las estructuras y va progresando a través de su profundidad.

Si bien la resistencia de la pasta de concreto depende de varias de sus propiedades, los principales factores son el grado de saturación y la estructura de poro de la pasta de cemento.

En lo que se refiere al grado de saturación, se ha definido experimentalmente un valor crítico de saturación, el cual es del 91.7%. Es conveniente que el concreto no sobrepase dicho valor, pues a partir de él disminuye considerablemente el grado de resistencia a la congelación del concreto.

La estructura de poro es importante ya que además de influir en la velocidad de desplazamiento del agua congelable, tendrá un gran papel en lo que a resistencia se

refiere. Es un hecho que en el concreto aireado, el gran tamaño de los poros contribuye a que éste sea resistente a los efectos de la congelación.

Cuando el concreto tiene aire incluido y la distancia promedio entre las burbujas no es muy grande, éstas compiten con los capilares para atraer el agua sin congelar, ganando generalmente esta competencia. El diámetro de las burbujas de aire incluido es de aproximadamente 0.05mm, mientras que las de aire atrapado suelen ser mucho mayores. Se cree que para que haya una completa protección contra la congelación, el espaciamiento entre las burbujas de aire incluido debe ser del orden de 0.25 mm.

Se sabe que la composición química y la finura del cemento no ejercen ningún efecto sobre la resistencia a la congelación del concreto, excepto a edades tempranas donde sí influyen en la adquisición de resistencia inicial.

#### **4.1.3 Congelamiento de los agregados.**

Para el caso de los agregados, se tiene que su valor crítico de saturación es, igual que para la pasta de cemento, del 91.7%. Sin embargo, una partícula de agregado dentro del concreto se debe considerar como un recipiente cerrado, ya que la baja permeabilidad de la pasta de cemento que la rodea impide que el agua penetre en sus cavidades con rapidez. Por ello un agregado cuya saturación sobrepasa el valor mencionado, al congelarse destruye al concreto que le rodea. Esto puede darse aún cuando tenga aire incluido.

Si el agregado no está saturado al mezclarlo, o si se seca parcialmente una vez colocado, no logra con rapidez la saturación total, excepto durante un prolongado período de clima frío. Cuando se vuelve a mojar el concreto, la pasta de cemento es la que tiende a saturarse más que el agregado, pues el agua puede llegar al agregado sólo a través de la pasta y por que ésta presenta mayor atracción capilar. Como consecuencia la pasta de cemento es más vulnerable, pero se puede proteger mediante el uso de mezclas con relaciones agua/cemento bajas, así como con el uso de aditivos inclusores de aire. Es esencial que haya una buena compactación, causa por la que debe evitarse el uso de agregados y técnicas que conduzcan a la segregación y a la formación de burbujas de aire dentro del concreto.

Una recomendación importante es el hecho de no utilizar agregados cuya dimensión sea grande o que tengan una de sus caras plana, ya que se corre el riesgo de que se formen bolsas de agua bajo de ellas, elevando la posibilidad de daño.

## 4.2 ATAQUE POR SULFATOS

El daño del concreto debido a causas químicas es el resultado de muchos procesos, los cuales se agrupan bajo el término “ataque por sulfatos”, uno de los cuales es el más importante en una situación dada y depende de la composición y propiedades del concreto, así como de las condiciones del ambiente.

Es por ello que el correcto entendimiento del mecanismo es importante para el diseño de estructuras de concreto expuestas tanto a suelos con alto contenido de sulfatos, así como a aguas cuya concentración de los mismos sea alta.

El término “ataque por sulfatos” significa el deterioro que sufre la pasta de cemento al interactuar con sulfatos a temperatura ordinaria, cuando la fuente de ellos es externa.

El proceso físico-químico que involucra a los sulfatos en el concreto se manifiesta de muchas formas tales como expansión, fisuramiento y pérdida de resistencia, entre otras. Esta última es usualmente atribuida a la reducción de la capacidad adhesiva del principal producto de la hidratación del cemento Portland, llamado hidrato de silicato tricálcico. Como sea, el fisuramiento y desconchamiento son generalmente asociados a reacciones expansivas, tal como la formación de etringita.

Existe una estrecha relación entre el contenido del aluminato tricálcico ( $C_3A$ ) del cemento Portland y la expansión resultante en el concreto. La vulnerabilidad del concreto al ataque de sulfatos se puede reducir controlando el contenido de ( $C_3A$ ) en el cemento. Han sido encontrados valores óptimos de éste compuesto para producir cementos resistentes a este fenómeno, de tal manera que para tener un cemento con moderada resistencia a los sulfatos deberá tener menos del 8% de  $C_3A$ , lo cual es cubierto por el cemento Portland Tipo II. Las especificaciones de cementos resistentes al ataque de sulfatos indican que su contenido de aluminato tricálcico no debe exceder del 5% (cemento Portland Tipo V).

Las especificaciones y métodos de prueba para la resistencia al ataque de sulfatos son sujetos a cuestionamiento, debido a que se basan en mecanismos hipotéticos, mismos

que no son enteramente correctos. Existe suficiente información sobre lo que sucede con los constituyentes del concreto cuando se ven expuestos individualmente al medio agresivo, pero no existe un punto de vista único sobre los cambios químicos que ocurren cuando actúan en conjunto. Por ello, existe la tendencia de tratar los mecanismos bajo el término ya mencionado, entendiendo éste como un fenómeno único.

#### **4.2.1 Fuentes de iones sulfato.**

El azufre puro y los sulfatos se encuentran en forma de minerales tales como sulfitos de hierro y cobre, disueltos en el subsuelo. Diversos ácidos orgánicos también se hallan en materia animal y vegetal en descomposición. La oxidación de éstos así como la acción bacteriana los transforman en sulfitos, los cuales penetran en el subsuelo y se diluyen en el agua subterránea, de ahí que el suelo sea fuente de estos compuestos.

En 1936 se establecieron algunos parámetros para indicar el grado de agresividad del medio. De acuerdo a estos criterios si el contenido de sulfatos en un suelo es menor al 0.10% (150 mg/l de sulfatos en el agua subterránea) existe una remota o poca agresividad del medio; si el contenido de sulfatos se encuentra entre el 0.10% y 0.20% (de 150 a 300 mg/l) existe un potencial riesgo de ataque; y si el contenido de sulfatos es mayor al 0.20%, se está en riesgo de sufrir un ataque severo debido a ellos.

Por otro lado, suelos que contienen sulfatos de calcio, sodio, potasio y magnesio son fuentes primarias de iones de sulfato para las aguas subterráneas. Si la solubilidad del yeso, a temperatura ambiente, es mayor a 1400 mg/l  $\text{SO}_4$ , un alto contenido de sulfatos en el agua del subsuelo es generalmente un indicador de la presencia de sulfatos de magnesio. Esto es importante ya que, como se verá mas adelante, la severidad del ataque por sulfatos depende no sólo de la cantidad de sulfatos sino de la presencia de otros elementos presentes en el agua.

#### **4.2.2 Mecanismo físico-químico.**

Las principales fases sólidas en un cemento Portland son el hidrato de silicato tricálcico, el hidrato tetracálcico y los productos de hidratación de la alúmina. Cuando la cantidad de alúmina reactiva en el cemento Portland es baja, la cantidad de yeso normalmente presente en él (5 ó 6%) es suficiente para convertir totalmente la alúmina reactiva del  $\text{C}_3\text{A}$  en etringita, la cual es la fase estable del sulfoaluminato en un ambiente ácido.

Los cementos Portland ordinarios comúnmente contienen más del 5% de  $C_3A$ . Cuando la alúmina reactiva en el cemento corresponde aproximadamente al 8% del  $C_3A$ , cálculos efectuados muestran que el hidrato monosulfatado puede convertirse en un eventual producto de hidratación con un cemento que contenga un 5% de yeso. La hidratación de cementos con más de 8% de  $C_3A$ , pueden dar por resultado la formación de hidrato de aluminato de calcio, en adición al hidrato monosulfatado. En presencia del hidrato de calcio, el cual es un producto de la hidratación del  $C_3S$  y del  $C_2S$ , el hidrato monosulfatado y el hidrato de aluminato de calcio, se convierten en etringita cuando la pasta hidratada de cemento entra en contacto con una solución sulfatada.

Se cree que las reacciones químicas arriba descritas producen la expansión y el consecuente agrietamiento, lo cual está asociado con la formación de etringita cuando una solución de sulfatos permea al interior de un concreto hecho con cemento Portland ordinario.

Estudios realizados muestran que como resultado de un ataque prolongado de sulfatos, la formación de yeso causa expansión y fisuramiento. En este caso la pérdida de adhesión y resistencia son evidentes, lo cual se atribuye a la acción deletérea de los iones sulfato sobre los productos de hidratación.

#### **4.2.3 Medidas preventivas.**

Asumiendo que en muchas ocasiones no se puede prevenir el ataque por sulfatos disueltos en el agua que se halla en el medio de contacto de las estructuras, la única defensa parece ser el control de calidad del concreto, especialmente en lo relativo a su permeabilidad. Un alto contenido de cemento, una baja relación agua/cemento, una correcta compactación y curado, así como el control de los fisuramientos durante la etapa de servicio de una estructura, son factores importantes que contribuyen a la baja permeabilidad del concreto. Si el fisuramiento en la etapa de servicio es inevitable debido a contracción por secado, contracción térmica, ciclos de congelamiento y deshielo, etc., deberán adoptarse medidas adicionales.

Por otro lado, el control de la química del cemento no debe considerarse como la única previsión a largo plazo contra el ataque de sulfatos. El control del  $C_3A$  con el propósito de resistir éstos, sirve únicamente para controlar la expansión debida a la formación de etringita. A pesar de ello, un cemento con bajo contenido de  $C_3A$  no eliminará la



susceptibilidad del ataque en otras fases de la pasta hidratada de cemento, con la consecuente pérdida de resistencia.

La mezcla de cementos con puzolanas o con cenizas volcánicas ha demostrado un buen desempeño al incrementar la durabilidad del concreto. Sin embargo, debe tenerse cuidado con su empleo para lo cual se recomienda referirse a los tratados que citan proporciones de mezclas adecuadas.

### 4.3 CARBONATACION

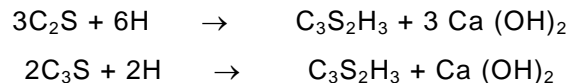
La causa más frecuente de daño en estructuras de concreto es conocida como carbonatación. La carbonatación es la transformación del hidróxido de calcio, producido durante la hidratación del cemento, en carbonato de calcio. Para que esta reacción pueda llevarse a cabo es necesario que exista  $\text{CO}_2$ , el cual generalmente es tomado de la atmósfera.

El efecto que el fenómeno de la carbonatación tiene en el concreto reforzado y presforzado es que además de disminuir la resistencia del concreto, puede llegar a inhibir la protección que el ambiente alcalino del concreto le proporciona al acero de refuerzo contra la corrosión.

#### 4.3.1 Mecanismo de carbonatación.

Recordando que en la composición química del cemento Portland se tiene al silicato dicálcico ( $\text{C}_2\text{S}$ ) y al silicato tricálcico ( $\text{C}_3\text{S}$ ) como los principales componentes cementantes de él y que al reaccionar con el agua, esto es al hidratarse, forman hidróxido de calcio  $\text{Ca}(\text{OH})_2$ . De éste surge el componente que más tarde se transformará, produciéndose la carbonatación.

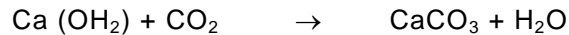
La reacción química inicial puede ser expresada como:



donde  $\text{H} = \text{H}_2\text{O}$

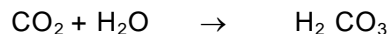
El hidróxido de calcio producido tiene un alto grado de alcalinidad, con un pH cercano a 13. El hecho de que la masa de concreto sea altamente alcalina contribuye a evitar la corrosión del acero que se halla embebido en él. Cuando el concreto alcalino entra en contacto con el acero, se forma en éste una delgada capa de óxido de hierro que inhibe la corrosión. Esta capa permanecerá pasiva si las condiciones de alcalinidad no se modifican. Cuando el ambiente alcalino se ve afectado y su valor desciende por debajo de 9, la capa protectora es destruida y se presentan las condiciones favorables para que la corrosión tenga lugar.

Es precisamente el CO<sub>2</sub> el agente que al reaccionar con el hidróxido de calcio inhibirá la condición alcalina del concreto. El dióxido de carbono (CO<sub>2</sub>) forma el 0.03% de la atmósfera y reacciona con el hidróxido de calcio para formar carbonato de calcio (CaCO<sub>3</sub>). La reacción química se muestra a continuación:



Así, el ambiente alcalino es neutralizado por la carbonatación. Bajo condiciones normales, el rango de la carbonatación es bajo y depende entre otros factores de la permeabilidad del concreto, de la relación agua/cemento con que se haya producido el concreto, así como del espesor de recubrimiento del acero de refuerzo.

La distancia entre el lecho superior de la estructura y la profundidad máxima que ha alcanzado la carbonatación se llama *frente de carbonatación*. Si éste ha rebasado la capa de recubrimiento del acero, no habrá mayor protección por el medio alcalino, ya que su valor se irá reduciendo hasta alcanzar valores tan bajos que contribuyan a la destrucción de la capa pasiva de óxido que protege al acero contra la corrosión. Cualquier contenido de humedad disolverá el dióxido de carbono presente para formar ácido carbónico (H<sub>2</sub> CO<sub>3</sub>). Este ácido tiene su origen en la siguiente reacción:



El ácido carbónico funge como un electrolito que permite que el acero se oxide por el oxígeno atmosférico que es transportado al interior de la estructura y que al reaccionar con el agua que se halla en su interior forma Fe<sub>2</sub>O<sub>3</sub> el cual es un producto de la corrosión que se conoce como óxido de hierro hidratado. El producto de esta corrosión ocupa un volumen mucho mayor que el acero del cual fue formado, generándose grandes

presiones en el interior del concreto. El proceso que se desarrolla debido a la corrosión del acero ahogado en el concreto, se detalla en la sección correspondiente.

La determinación de la profundidad del frente de carbonatación se puede hacer por medio de una expresión matemática en la que se involucra el tiempo y el valor de la resistencia a la compresión del concreto.

Una vez que se ha producido la carbonatación, se incrementa el riesgo de que se produzca el fenómeno de la corrosión. El potencial de riesgo se verá acrecentado si han penetrado cloruros al concreto, ya que como se muestra en la siguiente sección éstos juegan un importante papel en dicho fenómeno.

#### **4.3.2 Cloruración.**

Un fenómeno que se encuentra frecuentemente asociado a la carbonatación es el producido por la presencia de cloruros en el interior del concreto.

Como se ha mencionado, al producirse la carbonatación en la periferia del acero que se halla embebido en el concreto, es eliminada la protección contra la corrosión debida al alto valor de alcalinidad del concreto sano, aumentando con ello el riesgo de corrosión del acero.

En ausencia de cloruros en el concreto, la pasividad del acero ante la corrosión se mantendrá si el valor del pH es mayor de 9; esta protección decrecerá si existen iones cloruro en el concreto ( $\text{Cl}^-$ ). Este último elemento tendrá gran importancia debido a su estrecha relación con el fenómeno de la corrosión.

El potencial de corrosión del acero de refuerzo se verá incrementado si existe la presencia de iones cloruro en el concreto. Estos iones generalmente provienen de sales que penetran en las estructuras a través de diferentes fuentes, tales como son: el agua utilizada para el mezclado, los agregados, el agua utilizada para el curado, los suelos, el uso de sales deshelantes y aquellas transportadas por el viento. Otra fuente de cloruros es la debida al uso de aditivos que contienen cloruro de calcio, mismos que son utilizados para acelerar el fraguado y el endurecimiento del concreto.

Durante la preparación del concreto son inducidas diferentes cantidades de sales por las causas ya señaladas. Estas sales serán químicamente depositadas durante el endurecimiento del concreto.

El depósito de las sales no se considera tan dañino, debido a que no rompe con la capa pasiva del acero. Sin embargo, si el concreto tiene un alto contenido inicial de sales, las sales químicamente depositadas pueden ser liberadas si las zonas donde se hallan son alcanzadas por la carbonatación. En este caso, el concreto carbonatado no ofrece ninguna resistencia al avance de los cloruros.

Los cloruros de calcio presentes en el concreto reaccionan en presencia de agua, convirtiéndose en un fuerte electrolito, como se muestra a continuación:



Los consecuentes efectos son la reducción de la alcalinidad del concreto, el incremento de flujo de corrientes eléctricas y la eliminación de la película pasiva de óxido de hierro que recubre la superficie del acero. Dichas corrientes producirán una fuente de corrosión.

Si en la estructura afectada el contenido de cloruros aumenta constantemente después de la carbonatación, se llegará a la producción de la corrosión si el contenido de cloruros alcanza un límite crítico. Si este mecanismo se da en estructuras expuestas a ciclos de humedad y secado alternados, el proceso puede avanzar rápidamente.

Se puede asegurar que la valoración del riesgo de pérdida prematura de durabilidad en el concreto, está en función del contenido de cloruros, del frente de carbonatación y de la cantidad de cemento empleada para elaborar el concreto.

Si la concentración de iones cloruro es baja y la carbonatación no ha alcanzado el acero de refuerzo, entonces es recomendable el uso de una cubierta protectora para evitar el avance de la carbonatación y el posterior riesgo de corrosión.

#### **4.4 CORROSION**

El fenómeno de la corrosión es una causa frecuente de que las estructuras de concreto reforzado se deterioren prematuramente. Aún cuando el concreto por su alta alcalinidad y

su baja conductividad suele ser un medio que proporciona una buena protección al acero de refuerzo, existen diversos factores que disminuyen esta protección originando con ello el inicio del fenómeno.

Es fácil imaginar que las condiciones necesarias para que se inicie la corrosión están tanto en el exterior como en el interior de la masa de concreto.

En el caso en que los elementos hayan penetrado al interior del concreto, se puede pensar que el material no presenta la suficiente resistencia a su penetración. Entre las causas que lo propician se tienen la excesiva porosidad del concreto, un inadecuado espesor de recubrimiento, la existencia de grietas en las estructuras y una alta concentración de agentes corrosivos.

Si los agentes corrosivos se encuentran en el interior del concreto, es claro que tuvieron su origen en elementos agresivos contenidos en los agregados. Por ello, es necesario verificar la posible existencia de agentes que puedan favorecer la iniciación del fenómeno.

Pensando en factores tales como la porosidad del concreto y el recubrimiento del acero de refuerzo, se intuye la posibilidad de evitar los daños mediante un correcto diseño de la mezcla, así como del desarrollo de buenas prácticas constructivas.

Una causa común que propicia el inicio de la corrosión en el interior del concreto, es la existencia de corrientes eléctricas que pueden ser parásitas, o bien, pueden desarrollarse por diferencias de potencial entre los componentes del concreto (**Ver Figura 4.2**).

La existencia de grietas en las estructuras eleva el riesgo del ingreso de los agentes corrosivos que se encuentran en el medio de contacto. Se tienen documentados casos en los que a pesar de no existir grietas en estructuras, se ha desarrollado el fenómeno de la corrosión en ellas. De ahí se desprende que su presencia no es indispensable para que éste se origine.

Una causa ya mencionada es la carbonatación del concreto, la cual induce una reducción de la alcalinidad del concreto, con la resultante pérdida de protección de la capa pasiva del acero. Aunado a ello se tiene la penetración de iones cloruro, los cuales servirán

como un poderoso electrolito, mismo que tiene un importante papel en el proceso que se describe.

Si bien el fenómeno de la carbonatación es un proceso lento que toma mucho tiempo en desarrollarse y que además ataca generalmente sólo una delgada capa del concreto, los cloruros que han penetrado con ella pueden hacer insuficientes los espesores de recubrimiento del acero. Para evitar ello, el contenido de cloruros debe ser motivo de consideración cuando excedan de 500 ppm en el agua y de 0.025 de cloruros solubles en el suelo de contacto con el concreto.

#### **4.4.1 Causas de corrosión.**

Una vez presentes los agentes corrosivos en el interior de la masa de concreto, el inicio de la corrosión puede darse por dos causas:

- a) Por fugas de corrientes eléctricas (corrientes parásitas); y
- b) Por corrientes eléctricas originadas en el interior del concreto.

En el primer caso, el paso de una corriente eléctrica a través del concreto o del acero de refuerzo utilizado en él puede originar una rápida corrosión. Las corrientes de este tipo tiene su origen en fugas de sistemas eléctricos cercanos a las estructuras, o bien, por no haber dispuesto de un medio para conectar los sistemas eléctricos a tierra. En el segundo caso, el cual es el más común, el flujo de la corriente eléctrica es originado en el interior del concreto mismo.

Los concretos que tienen en su interior metales, están expuestos al inicio de un flujo eléctrico debido a la diferencia de potencial que puede presentarse en ellos. Esta diferencia se puede dar entre diferentes áreas de un mismo elemento metálico.

La diferencia de potencial se puede deber a diferencias en el contenido de humedad, concentración de oxígeno, concentración de electrolitos o por contacto con diferentes metales. En estos casos, dentro del concreto y a lo largo de las varillas u otros metales en él contenidos, se forma una "celdilla" de corrosión. Esto se presenta al formarse un ánodo (en donde existe corrosión) y un cátodo (que no se corroe). Para que se forme una celdilla es necesario que exista un electrolito el cual es, en este caso, una solución que sea capaz de conducir una corriente eléctrica por medio del flujo de iones. Por ello, mientras más seco este un concreto menor será su conductividad.

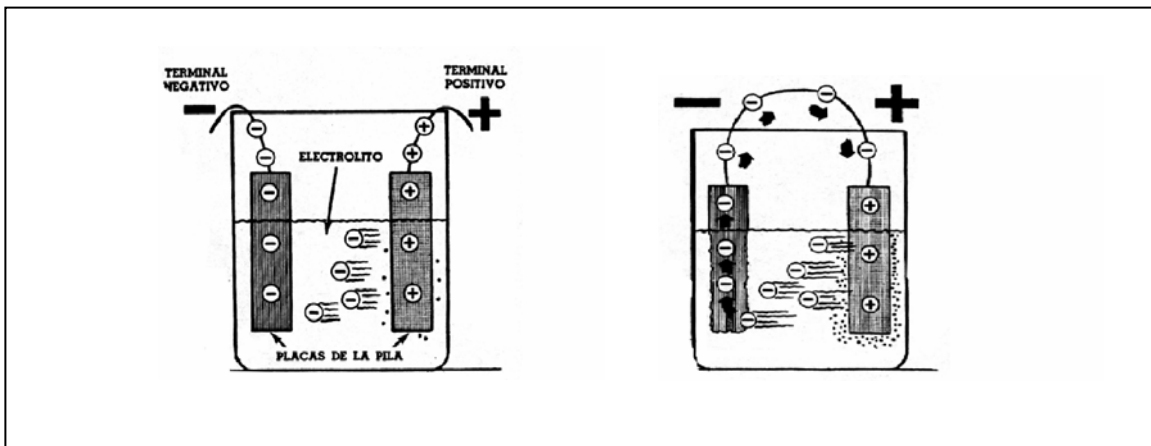
Con el propósito de detallar este fenómeno se presenta a continuación el principio de la pila primaria, mismo que muestra análogamente la formación de la celdilla de corrosión en el concreto.

#### 4.4.2 Analogía de la pila primaria.

La corrosión del acero de refuerzo, debida a corrientes eléctricas originadas en el interior del concreto es común. Estas corrientes se originan de una manera muy parecida al proceso que tiene lugar en las pilas primarias. Para comprender este fenómeno se describe la generación de una corriente eléctrica en una pila de este tipo.

Observando las partes de una pila (**Figura 4.1**) y los electrones contenidos dentro de ella, se vería un fluido llamado electrolito el cual es el medio para que fluyan los electrones de una placa a otra. Esta acción da como resultado la acumulación de un exceso de electrones en una de las placas, a la cual se le denomina terminal negativa (ánodo). Evidentemente la otra placa pierde electrones y adquiere carga positiva, de modo que ésta recibe el nombre de terminal positiva (cátodo).

**FIGURA 4.1** Pila primaria



La acción del electrolito al llevar electrones de una placa a otra es una reacción química entre el electrolito y las dos placas. Esta acción convierte la energía química en cargas eléctricas en las placas y terminales de la pila.

Si las placas estuviesen conectadas entre sí, los electrones de la terminal negativa le abandonarían al fluir a través del conductor hacia la terminal positiva. Dado que ahora

habrá más lugar disponible en la terminal negativa, el electrolito transportará más electrones desde la terminal positiva a la negativa.

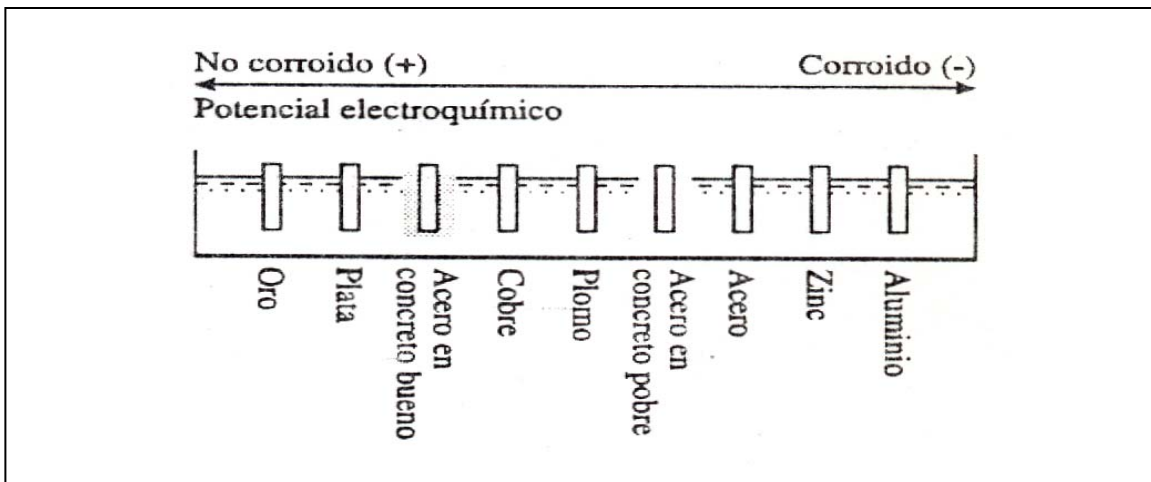
Mientras perdure el “circuito”, el electrolito continuará transportando electrones de una placa a otra y se podrá observar que la placa negativa ( o ánodo) se va corroyendo. Si no se corta el circuito eléctrico, la placa negativa se disolverá por completo en el electrolito, debido a la acción química y la placa quedará “muerta” o incapaz de suministrar carga hasta que se reemplace la placa negativa.

#### 4.4.3 Corrosión en el concreto.

En una estructura de concreto, la formación de corrientes eléctricas en su interior, se da de manera muy similar a la de una pila. El acero ahogado en la estructura sufre un proceso electroquímico donde una corriente corre entre áreas del mismo material, unas donde la capa pasiva ha sido descompuesta (ánodos) y otras donde aún perdura (cátodos).

Debido a que la corriente fluye entre dos metales con diferente potencial electroquímico, la corrosión se producirá en aquél que tenga más bajo potencial. En la **Figura 4.2** se muestra la serie electroquímica de algunos materiales.

**FIGURA 4.2 Serie electroquímica**

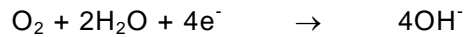




En el acero, cuando la capa pasiva se rompe localmente, el área cambia su lugar en la serie electroquímica convirtiéndose en un ánodo. Esto crea una diferencia de potencial electroquímico que origina la corriente eléctrica, debido a que son liberados electrones que fluyen a través de un electrolito. Esta reacción se muestra en la siguiente expresión:

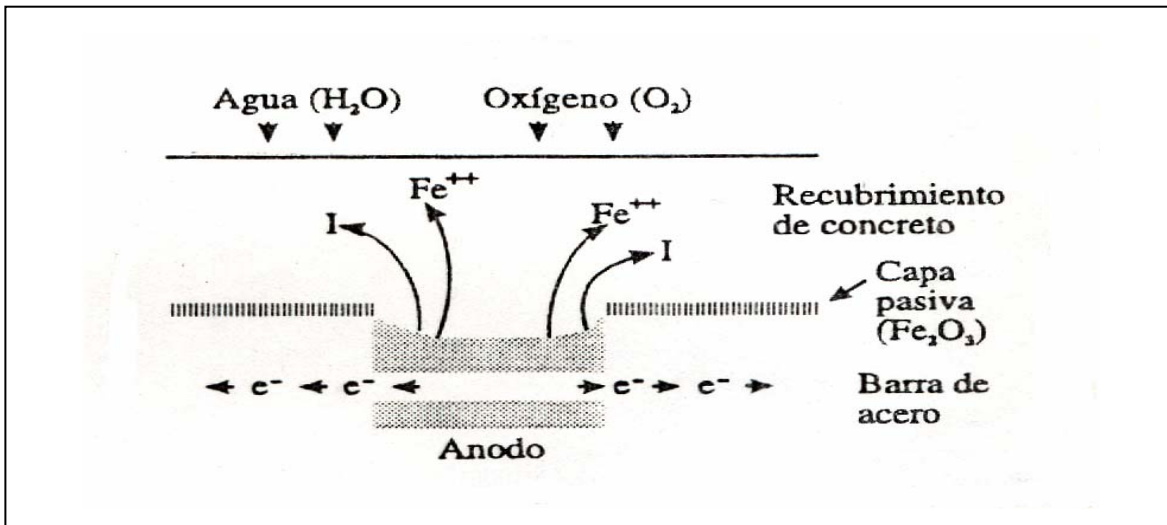


Si existe agua y oxígeno en el interior del concreto, la reacción catódica tiene lugar:



Para estructuras donde se hayan producido estas reacciones, se considera al concreto como el electrolito y al acero como el conductor que une las dos placas activas (ánodo y cátodo).

**FIGURA 4.3 Corrosión en el concreto**



Una vez originada la corrosión se producirán diferentes compuestos llamados productos de corrosión. El tipo de éstos será función de la cantidad disponible de oxígeno y agua.

Cuando exista una baja cantidad de oxígeno disponible, se formarán productos blancos de Fe (OH)<sub>2</sub>. Si existen cloruros presentes en el concreto, el producto blanco se transformará en FeO y agua, iniciándose la corrosión. Si hubiese más oxígeno en el

concreto, se puede formar  $\text{Fe}_3\text{O}_4$  de color negro. Este compuesto no es expansivo, razón por la cual no necesariamente presenta signos visibles de corrosión.

En el caso en que se ha formado el  $\text{Fe}(\text{OH})_2$  y se dispone de agua adicional, se forma herrumbre de color amarillo-rojo-café  $\text{Fe}(\text{OH})_3, n\text{H}_2\text{O}$ . Si el oxígeno es abundante, la expansión de herrumbre amarillo-rojo-café  $\text{Fe}(\text{OH})_3, n\text{H}_2\text{O}$  se forma sin ninguna etapa intermedia.

#### 4.4.4 Corrosión local.

Cuando la corrosión se da en puntos localizados (muy pequeños), recibe el nombre de corrosión local. En este caso, el área del ánodo es muy pequeña en relación con el área del cátodo, lo cual eleva el índice de corrosión, debido a que ésta tiene lugar en un área pequeña.

La corrosión local inicialmente carece de expansiones volumétricas y del típico color oscuro, es decir, no muestra signos visibles de corrosión en la superficie de las estructuras. Es por ello que este tipo de corrosión oculta posibles ataques serios, incrementando con ello el riesgo de una falla inesperada.

Si existen algunos cloruros presentes, éstos facilitan la formación de  $\text{Fe}^{++}$ , incrementando el índice de corrosión. Cuando el cloruro inicia el fenómeno, éste comienza como corrosión local, con una considerable pérdida de área transversal de la barra de acero, la cual puede tener lugar en un período muy corto de tiempo, además de no presentar signos visibles.

En el caso de estructuras presforzadas, el fenómeno de pérdida de sección es grave ya que eleva considerablemente el riesgo de falla catastrófica, sea producto de la corrosión o porque el acero se vuelve frágil y quebradizo debido a la evolución del hidrógeno durante el proceso de corrosión.

Asimismo, puede suceder que el concreto que rodea a una varilla de acero se agriete por efecto de las fuerzas expansivas que se originan al aumentar de volumen las secciones del material altamente corroído, aún antes de que la pérdida de sección se vuelva crítica.

#### **4.4.5 Corrosión general.**

Cuando el área del ánodo es aproximadamente igual a la del cátodo, se dice que la corrosión es general.

Este tipo de corrosión muestra clara evidencia del avance del fenómeno, debido a que el producto de corrosión amarillo-rojo-café es visible, además de otros signos presentes (expansión del concreto, manchas de óxido y grietas).

La corrosión general se localiza típicamente en concretos de baja calidad, en aquellas estructuras donde no ha sido suficiente el espesor del recubrimiento del acero, así como en concretos donde se alternan ciclos de humedad y secado. En la práctica, la mayoría de las estructuras están sujetas a estos ciclos alternados.

La corrosión general comúnmente se inicia como local, la cual se propagará si existen las condiciones favorables para ello. Por tal motivo es conveniente tomar las medidas necesarias para minimizar su expansión.

Entre las recomendaciones que se tienen para atenuar la aparición de este dañino proceso están: utilizar concretos con una baja relación agua/cemento lo cual permitirá, si se siguen buenos procedimientos constructivos, contar con un cemento de baja permeabilidad; considerar espesores de recubrimiento adecuados, mismos que reducirán la posibilidad de que el acero pierda su capa pasiva a consecuencia de la pérdida de alcalinidad en el concreto; limitar las cantidades de cloruros en las mezclas de concreto; contar con buenos sistemas de drenaje que eliminen la posibilidad de encharcamientos; así como el uso de cuidados especiales tales como evitar que elementos metálicos queden semienterrados en el concreto; además se deberá evitar que metales de diferente naturaleza se toquen dentro del concreto, ya que ello podría promover la formación de zonas anódicas y catódicas.

#### **4.5 REACCIONES ALCALI-AGREGADO.**

Bajo la denominación de reacciones álcali-agregado se han agrupado diferentes tipos de reacciones deletéreas en el concreto. Estas reacciones tienen su origen al entrar en contacto los álcalis provenientes del cemento ( $\text{Na}_2\text{O}$  y  $\text{K}_2\text{O}$ ) con materiales de naturaleza sílicea, o bien, con algunos productos derivados de rocas calcáreas.

Además de esas reacciones, existen otros tipos de reacciones químicas perjudiciales en las que intervienen los agregados. Entre ellas se incluyen la oxidación o hidratación de ciertos óxidos inestables, de sulfatos y de sulfitos, de la hidratación del hidróxido de calcio y del óxido de magnesio anhídrido. Asimismo hay algunas otras reacciones que pueden ser resultado de impurezas inorgánicas (humus, azúcar, etc.).

Habiéndose determinado que el desarrollo de este proceso destructivo tarda en ocasiones hasta más de 30 años en desarrollarse, conviene estudiarlo para estar en posibilidad de prevenirlo. Si se conoce el origen de las reacciones deletéreas de los agregados, se estará en posibilidad de evitar su ocurrencia.

En los siguientes párrafos se describirán las reacciones más conocidas, detallando el proceso químico que ocasiona los efectos dañinos en estructuras.

#### **4.5.1 Reacciones álcali-sílice y álcali-silicato.**

Sin duda alguna, la reacción álcali-sílice ha sido la más estudiada. A partir de la década de los cuarenta en que se publicaron los primeros estudios relativos a ésta reacción, numerosos investigadores dirigieron su mirada hacia ella, llegándose a poner de "moda" la publicación de innumerables investigaciones al respecto.

Ahora se sabe con certeza que estas reacciones tienen su origen al ser atacados los minerales síliceos de los agregados, por los hidróxidos alcalinos derivados de los álcalis del cemento. El resultado es la formación de un gel de álcali-silicato y los bordes de los agregados se alteran.

La formación del uno o del otro depende de la concentración relativa del álcali y del hidróxido de calcio, así como de la superficie disponible del material reactivo.

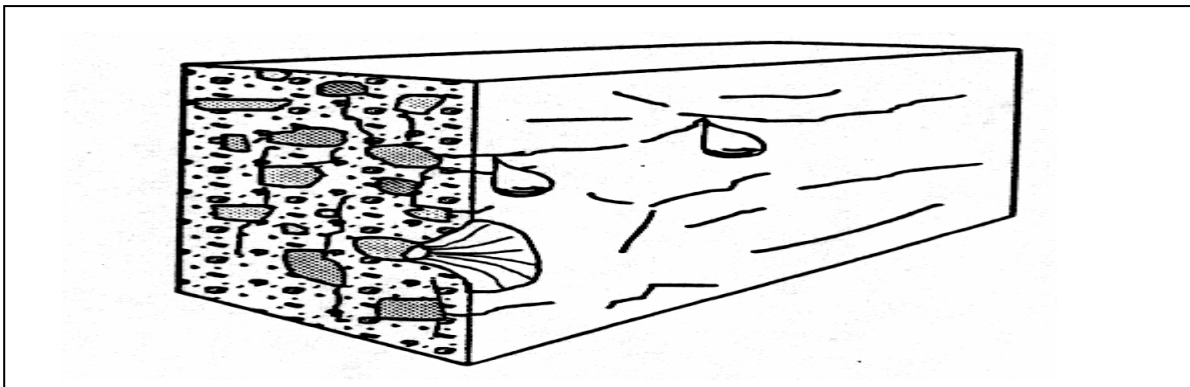
El gel producido es de los llamados expansivos, pues al absorber agua, aumenta su volumen. Además, puede llegar a producirse otro compuesto sólido formado por álcalis, sílice y calcio, el cual puede carecer de capacidad expansiva alguna.

Normalmente, si el gel es expansivo, al hidratarse se producirá una expansión. Puesto que él está confinado por la pasta de cemento que le rodea, se producen presiones internas que causarán expansión, agrietamiento y ruptura de la pasta de cemento (**Ver Figura 4.4**). Parece ser que la expansión se debe a la presión hidráulica generada por

ósmosis, pero la expansión se puede originar también por la acción expansiva de productos aún sólidos de la reacción álcali-sílice. Se cree que la más perjudicial es la expansión de las partículas duras del agregado.

El desarrollo de la reacción está controlado por el tamaño de las partículas síliceas. Las partículas finas, del orden de 20 a 30  $\mu\text{m}$ , causarán la expansión en poco tiempo (meses incluso), y las de mayor tamaño pueden retardarla hasta por muchos años.

**FIGURA 4.4 Manifestación de la reacción alcalino-sílica**



Considerando que la reacción se debe principalmente a la alta concentración de iones de hidróxido en la solución contenida en los poros, se estima que los cationes de álcali son muy importantes, debido a que su concentración influye en los tipos y características físicas de los productos de la reacción.

En este sentido, la cantidad de álcalis depende sólo del cemento y su concentración sobre la superficie reactiva del agregado estará regida por la magnitud de ella misma.

El contenido mínimo de álcali del cemento con el cual puede ocurrir una reacción reactiva es de 0.6% del equivalente de óxido de sodio. Esto se calcula como el contenido real de  $\text{Na}_2\text{O}$  más 0.658, multiplicado por el contenido de  $\text{K}_2\text{O}$  del clínker. Hay casos conocidos en los que cementos con menor cantidad de álcalis han causado expansiones.

Otros factores que influyen en las reacciones álcali-sílice y álcali-silicato son la existencia de agua no evaporable en el interior del concreto, así como su alta permeabilidad. Una condición necesaria para que se produzca la reacción, es la

existencia de humedad, y la reacción se acelera en condiciones de humedad y secado alternados. Las temperaturas altas también aceleran la reacción.

Diversos factores físicos y químicos hacen que la reacción sea muy compleja. En particular, el gel puede cambiar su constitución por absorción y así ejercer una considerable presión, mientras que en otras ocasiones el gel presenta una difusión más allá de las áreas confinadas.

Algunos autores señalan que para que se produzca una reacción expansiva es necesario que el fenómeno se presente dentro de determinados rangos de materiales reactivos, es decir, para que se genere el gel expansivo se requiere que la combinación de los álcalis del cemento con los materiales síliceos de los agregados se dé en ciertas proporciones.

Cuando la concentración del álcali es baja, la reacción inicial no es expansiva y para que continúe así, la cantidad de material reactivo debe ser despreciable o mayor que una cierta cantidad dada que depende de la cantidad del álcali y de la finura del material reactivo. Si la concentración de álcali es alta, la reacción inicial será expansiva. En estos casos, es deseable que se produzca una reversión rápida hacia una reacción segura, lo cual ocurrirá si las partículas reactivas son muy numerosas o finas.

Lo anterior es explicable ya que cuando los contenidos de sílice reactivo son bajos, una menor cantidad de sílice para una cantidad dada de álcalis aumenta la expansión, pero cuando el contenido de sílice es mayor, la situación es a la inversa: mientras mayor sea el área superficial del agregado reactivo, menor será la cantidad de álcalis disponible por unidad de área y se formará menor cantidad de gel álcali-sílice.

Por otra parte, debido a la movilidad extremadamente baja del hidróxido de calcio, sólo la porción adyacente a la superficie del agregado es susceptible de reaccionar. Así pues, la cantidad de hidróxido de calcio por unidad de área es independiente de la superficie total del agregado. Por lo tanto, al aumentar el área superficial aumenta también la relación hidróxido de calcio/álcali de la solución en el borde del agregado. En estas condiciones se forma un producto de silicatos alcalinos de calcio, el cual no es expansivo. A esta reacción se le conoce como álcali-silicato.

Dadas las consideraciones anteriores, es posible que el material síliceo finamente dividido y añadido a las partículas gruesas reactivas ya existentes reduzca la expansión pero no inhiba la reacción alcalino-sílica. Estas adiciones de material pueden ser

puzolánicas, como el vidrio pirex triturado o cenizas volantes, las que han resultado eficaces para reducir la penetración de partículas de agregado más gruesas.

#### 4.5.2 Reacción álcali-carbonato.

Otra reacción nociva de los agregados con la pasta de cemento endurecida es la que ocurre entre algunas clases de agregados de calizas dolomíticas y los álcalis del cemento. A esta reacción se le conoce como álcali-carbonato.

Esta reacción requiere que haya humedad presente en el interior del concreto. Bajo estas condiciones se produce una reacción expansiva similar a la que ocurre en la reacción álcali-sílice.

Con frecuencia se forman zonas de reacción del orden de 2 mm alrededor de las partículas activas de los agregados, las cuales producen grandes presiones internas. En estas zonas se desarrollan grietas que forman redes de agrietamiento y ocasionan pérdida de adherencia entre el agregado y la pasta de cemento.

Resultados de análisis efectuados en especímenes afectados por esta reacción, han demostrado que se presenta la dedolomitización de los agregados, pero aún no se sabe con certeza las reacciones que intervienen. La dedolomitización es el proceso en el cual la dolomita [ $\text{CaMg}(\text{CO}_3)_2$ ] cambia a carbonato de calcio  $\text{Ca}(\text{CO}_3)$  e hidróxido de magnesio  $\text{Mg}(\text{OH})_2$ . La reacción expansiva parece estar relacionada con la arcilla presente en los agregados.

Se ha sugerido que la expansión se debe a la captación de la humedad por parte de la arcilla que antes estaba seca, en cuyo caso la dedolomitización sólo sirve para proporcionar acceso a la humedad; otra sugerencia es que la arcilla incrementa la reactividad del agregado por lo que la dolomita y el hidrato de silicato de calcio producen  $\text{Mg}(\text{OH})_2$ , gel de sílice y carbonatos de calcio con aumento de volumen de aproximadamente cuatro por ciento.

Por último, es importante subrayar que esta reacción no consume álcalis sino que los regenera. Quizá por esta razón las puzolanas no son efectivas para controlar la expansión álcali-carbonato. Para nuestra fortuna, las rocas con carbonato reactivo no son muy comunes en nuestro país y por lo general se pueden evitar.

## 4.6 MECANISMOS MECANICOS.

Los mecanismos de deterioro hasta ahora mencionados, son de naturaleza físico-química. Sin embargo, existen otras fuentes de daño en las estructuras de concreto, mismas que se deben a las solicitaciones mecánicas que les son impuestas.

Debido a que el análisis estructural queda fuera del alcance de este trabajo, a continuación sólo se mencionará como se desarrollan algunos mecanismos de agrietamiento en estructuras.

Puesto que el concreto ofrece una baja resistencia a las fuerzas de tensión, este material tiende a agrietarse cuando se ve sometido a tensiones que sobrepasan su resistencia. Entre las diversas causas que producen el agrietamiento se conocen además de las fuerzas de tensión, los esfuerzos producidos por momentos flexionantes o por fuerzas cortantes. Existen además cambios volumétricos en las estructuras, mismos que son generados por variaciones en la temperatura del concreto y provocan agrietamientos cuando hay restricciones de algún tipo. El agrietamiento por cambios volumétricos es de gran importancia cuando se presenta en estructuras de concreto simple o masivo.

Las fuerzas axiales de tensión, los momentos flexionantes o las combinaciones de éstas acciones producen grietas normales a los ejes de los elementos estructurales. Las fuerzas cortantes producirán grietas inclinadas.

Si bien, en estructuras de concreto el agrietamiento no puede eliminarse por completo, en estructuras bien diseñadas su presencia puede coadyuvar al correcto desempeño de la estructura sin que afecte su resistencia ni la durabilidad del material. Para ello deberá cuidarse que no se desarrollen anchos de grieta considerables, ya que además de tener importancia en lo que a apariencia se refiere, pueden aumentar el riesgo de corrosión o de falla por insuficiencia mecánica.

Se han propuesto diversos mecanismos de agrietamiento en los que la formación y el desarrollo de las grietas son semejantes en miembros sometidos a fuerzas de tensión y a flexión, como ocurre generalmente en las superestructuras de los puentes. En ellas se forman grietas normales al eje del elemento y se desarrollan hasta cerca del eje neutro (grietas por flexión). Otro tipo de grietas son visibles en las caras laterales de los elementos y se prolongan hasta antes del eje neutro (grietas por tensión). En algunos casos aparecen agrietamientos inclinados y hasta horizontales.



Con el objeto de clarificar el origen de los agrietamientos, se ahondará en cada tipo de ellos, mencionando si tienen su origen en deficiencias estructurales o si provienen por otras causas.

#### **4.6.1 Agrietamientos estructurales.**

Se define al agrietamiento estructural como aquél obedece al trabajo mecánico de la estructura. Este tipo de agrietamiento tiene patrones de orientación bien definidos, de acuerdo con las fuerzas internas que lo producen.

En el caso de las estructuras de concreto reforzado, se presentan agrietamientos que en la mayoría de los casos son inofensivos. Tomando el ancho de la grieta como un parámetro de la agresividad de las fuerzas internas se puede inferir si éstas son o no de origen estructural.

De las diferentes causas de origen mecánico que pueden llegar a ocasionar el agrietamiento y la eventual falla de elementos estructurales se tienen:

- Grietas por tensión.
- Grietas por flexión.
- Grietas debidas a cortante.
- Grietas por torsión.

El caso de las estructuras de concreto presforzado es especial debido a la forma como trabajan éstas. En ellas, la aparición de grietas es señal de un problema potencialmente serio (sobrecarga, diseño escaso), ya que normalmente las grietas no deberían ser visibles.

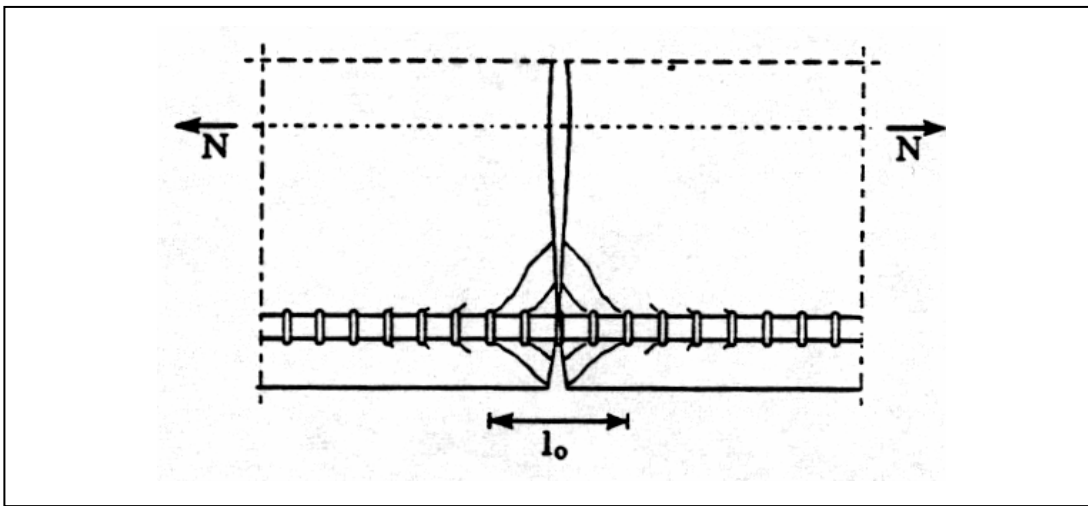
##### **4.6.1.1 Grietas por tensión.**

La aparición de este tipo de grietas se debe a que el concreto tiene una baja resistencia a los esfuerzos de tensión. Por lo tanto, es obvio considerar a la tensión como el caso básico de agrietamiento.

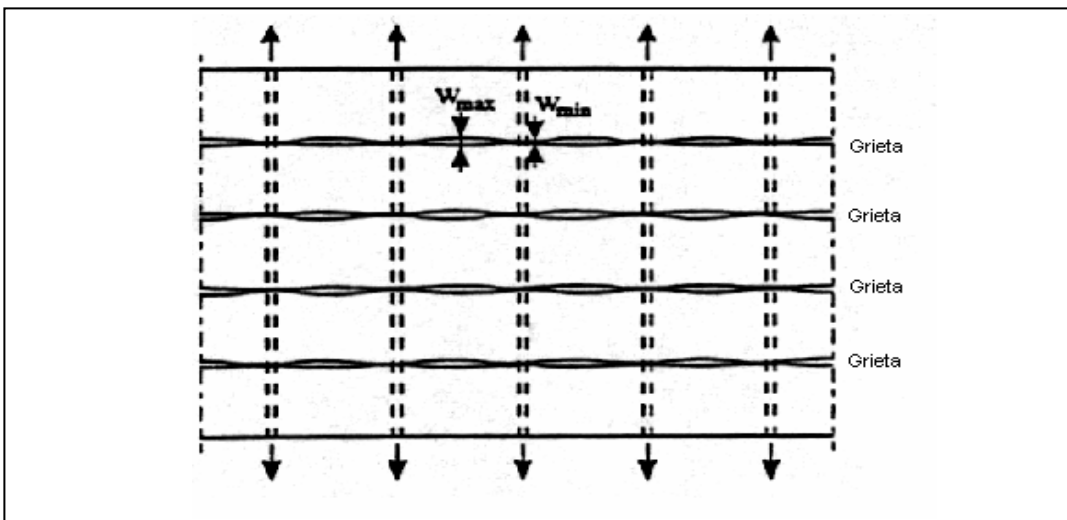
En estructuras de concreto reforzado el fenómeno de agrietamiento se desarrolla de la manera siguiente:

Cuando los esfuerzos de tensión en el acero de refuerzo alcanzan un valor del orden de los  $500 \text{ kg/cm}^2$ , empiezan a desarrollarse grietas perpendiculares al acero de refuerzo, que atraviesan toda la sección de concreto. Las primeras grietas aparecen en aquellas secciones en que el concreto es más débil. Debido a la naturaleza del material, la localización de estas grietas es un fenómeno meramente aleatorio. Cuando se forman las grietas, se afectará la unión entre el concreto y la superficie expuesta del acero en una cierta zona alrededor de la sección agrietada. Entre las grietas, los esfuerzos del acero serán más bajos debido al efecto de los alrededores del concreto. El ancho de grieta es mínimo en la barra de acero y se incrementa a una distancia mayor de la barra, según se muestra en las **figuras 4.5 y 4.6**

**FIGURAS 4.5** Grietas por tensión en una viga.



**FIGURA 4.6.** Grietas por tensión en sistema de piso.



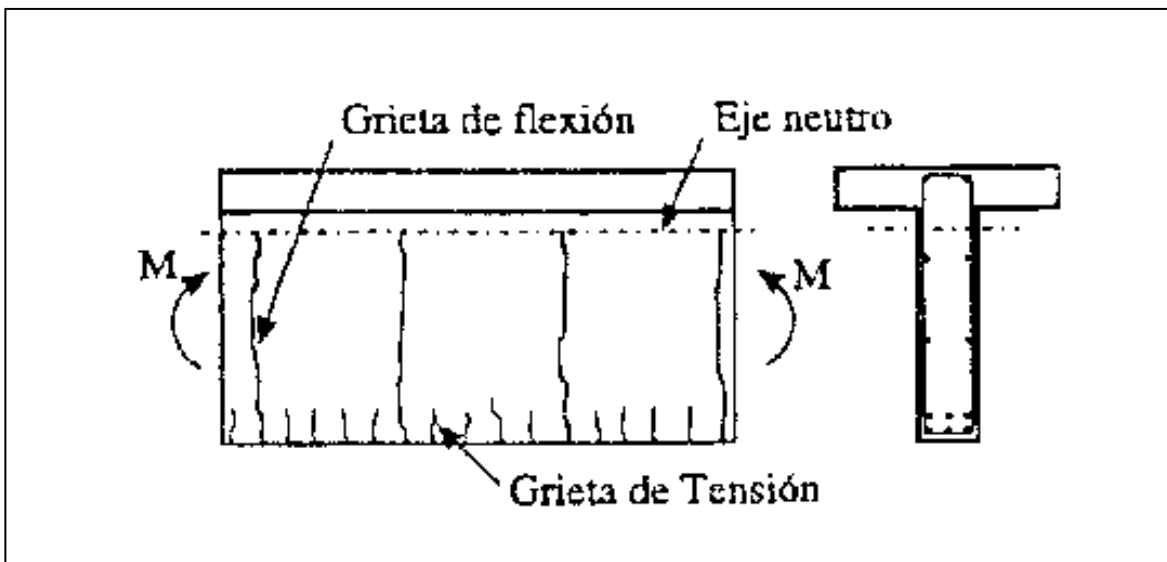
Cuando el elemento estructural tenga un gran peralte, el agrietamiento se producirá desde la cara expuesta a tensión hasta un poco más allá del acero principal.

#### 4.6.1.2 Grietas por flexión.

Es muy frecuente encontrar elementos estructurales sujetos a flexión. En el caso de los puentes, los elementos que forman el sistema de piso (vigas y losas) son objeto de flexiones debidas a las cargas que obran sobre las estructuras por peso propio y las que le son impuestas por sus condiciones de servicio.

Para poder describir con suficiente claridad el proceso de desarrollo de las grietas por flexión, se considerará a una viga sujeta a dos cargas concentradas y colocadas de modo simétrico en las que existe una zona sujeta sólo a momento flexionante.

**FIGURA 4.7 Grietas por flexión.**



Cuando a un elemento se le comienza a aplicar alguna carga, su comportamiento es elástico y toda la sección contribuye a resistir el momento en él generado. La pieza comienza a deformarse creándose en ella una zona de tensión y otra donde comienza a haber compresiones. Cuando la tensión en la fibra esforzada excede la resistencia del concreto, empiezan a aparecer grietas. A medida que se incrementa la carga, estas grietas aumentan en número, en longitud y en abertura. Se puede observar con claridad

la zona sujeta a compresión y aquella zona sujeta a esfuerzos de tensión, la cual es aquella donde se presentan las grietas (**Figura 4.7**).

La aparición de las grietas en los elementos sujetos a flexión se da en dos fases. En la primera surgen grietas que se desarrollan hasta la altura del eje neutro del elemento, a éstas se les conoce como *grietas por flexión*. Si el momento flexionante aumenta, se inicia el desarrollo de nuevas grietas que van desde la cara sujeta a la tensión, hasta un poco más allá del acero principal. Estas son las llamadas *grietas por tensión*.

Una vez que se han desarrollado las primeras grietas, en elementos estructurales sujetos a flexión, su comportamiento ya no es elástico y las deflexiones que en ellos se presenten, ya no son proporcionales a las cargas. En las regiones agrietadas, el acero de refuerzo toma prácticamente toda la tensión. En esta etapa el acero toma todos los esfuerzos y éstos aumentan hasta que el acero empieza a fluir. En este momento en que se da la fluencia, la deflexión crece considerablemente aumentando con ello el desarrollo de las grietas.

Un problema que deberá cuidarse durante la etapa del diseño estructural es precisamente el de lograr que las estructuras tengan una condición balanceada respecto al acero de refuerzo, esto es que cuando el concreto llegue a su resistencia máxima a la tensión, el acero comience a trabajar. En estructuras sujetas a flexión, el desarrollo de las grietas por este motivo está en función de la cantidad de acero presente en ellas.

Es de importancia observar que las grietas por flexión indican la posición del eje neutro.

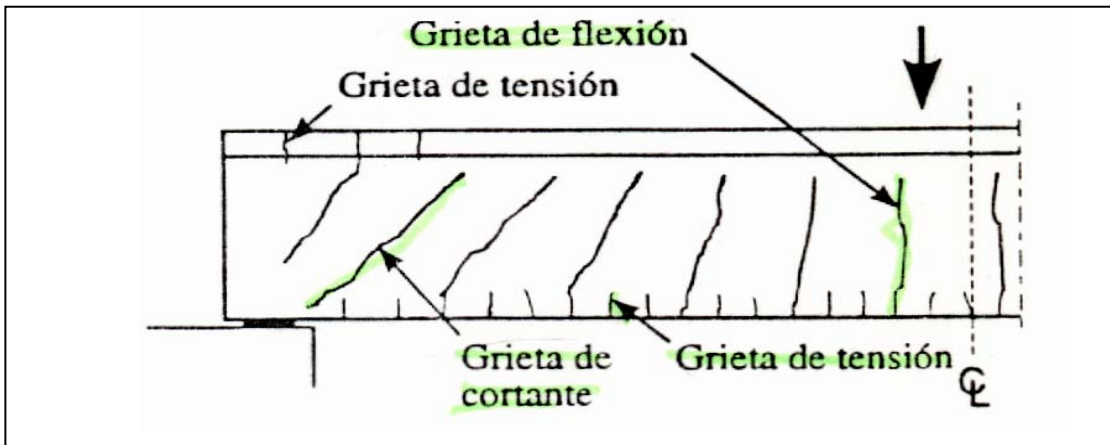
#### 4.6.1.3 Grietas debidas a cortante.

El efecto primordial de la fuerza cortante en un elemento de concreto reforzado, es el desarrollo de esfuerzos de tensión inclinados con respecto al eje longitudinal del elemento. Son estos esfuerzos los que pueden originar la falla del elemento a una carga inferior a aquella que produciría una falla por flexión.

En sentido estricto, no debe hablarse de fallas por fuerza cortante, ya que las grietas inclinadas que pudiesen presentarse son en realidad de tensión en planos inclinados.

Con el fin de mostrar como se desarrollan las grietas por cortante, considérese un elemento sometido a una condición de carga como la que se muestra en la **figura 4.8**.

FIGURA 4.8 Grietas por cortante.



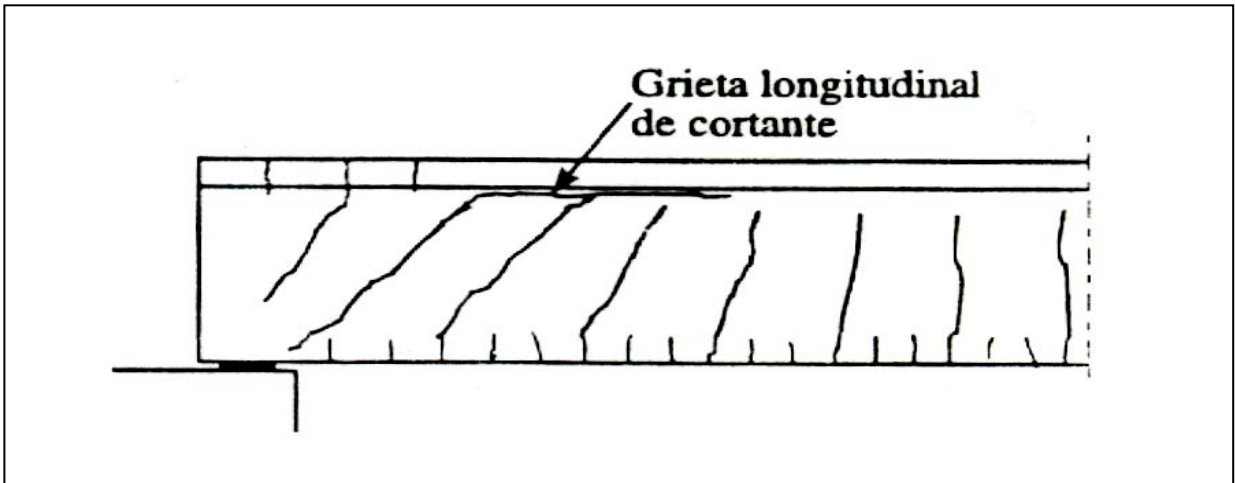
En los primeros momentos en que se aplica la carga vertical al centro del claro no existe ninguna grieta, habiendo un comportamiento elástico del elemento. Al aumentar la fuerza cortante, se pueden originar esfuerzos que excedan la resistencia a la tensión del concreto, produciendo grietas inclinadas a una altura aproximada de medio peralte del elemento. Estas grietas pueden aparecer súbitamente en lugares donde no exista una grieta por flexión o, muy frecuentemente, pueden presentarse como una continuación de éstas, cambiando gradualmente la inclinación.

A partir de la aparición de las grietas, el comportamiento del elemento difiere de forma importante de aquel que falla por flexión. La grieta inclinada puede aparecer súbitamente y extenderse hasta causar el colapso del elemento como se muestra en la **figura 4.9**. En este caso se le llama *falla por tensión diagonal*. También puede suceder que el agrietamiento se dé gradualmente y que el colapso del elemento se presente por el aplastamiento del elemento en la zona de compresión en el extremo de la grieta inclinada, al reducirse la zona disponible para soportar esfuerzos de compresión inducidos por la flexión. Este tipo de falla se conoce como *falla de compresión por cortante*.

En vigas y losas sujetas a cortante (y flexión), las grietas de cortante aparecen cerca de los apoyos. Cerca de un apoyo simple, el ángulo entre las grietas de cortante y el eje del elemento, será aproximadamente de  $45^\circ$ . En el área media entre apoyos, las grietas por

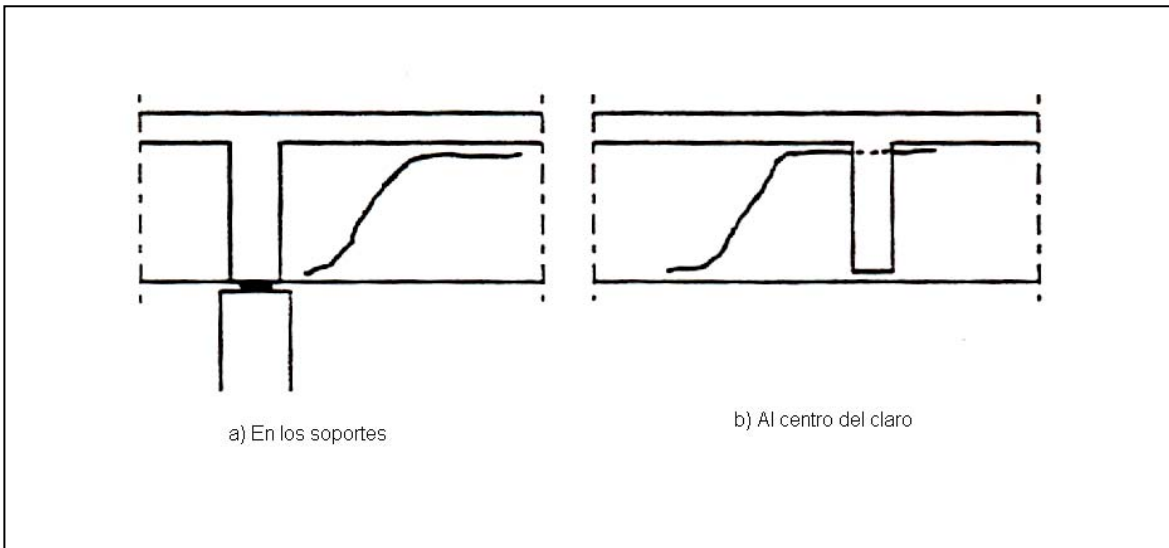
flexión serán más o menos inclinadas por la fuerza de cortante dependiendo de la relación entre la flexión y el cortante. (Figura 4.8).

**FIGURA 4.9 Tensión Diagonal**



Existe un tipo de agrietamiento llamada de flexión-cortante. El inicio típico de una falla de este tipo es el caracterizado por una grieta horizontal a lo largo de la cubierta de los puentes y una grieta horizontal justamente sobre el refuerzo principal, formando una curva en forma de S (Figura 4.10).

**Figura 4.10 Flexión-cortante**



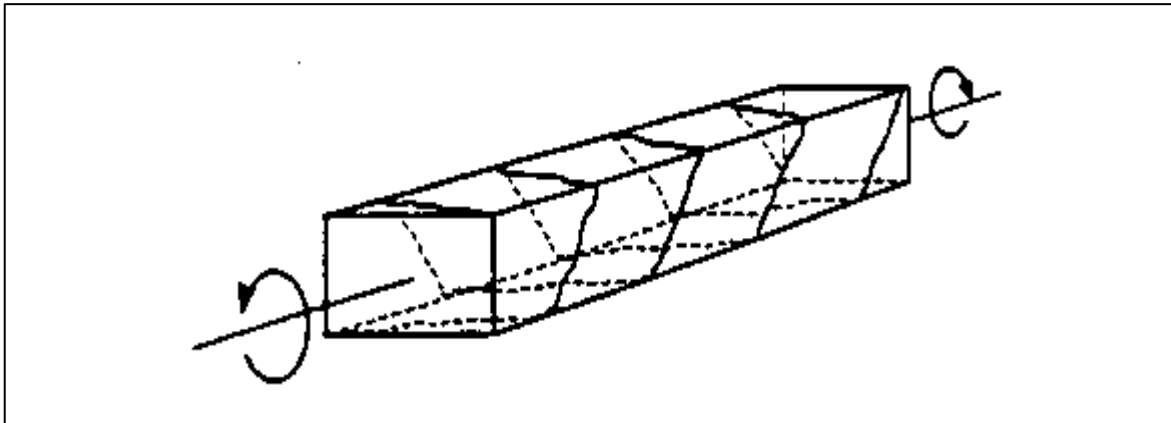
Este tipo de grietas puede ser visto en las vigas en el centro del claro, así como en las áreas cercanas a los apoyos.

#### 4.6.1.4 Grietas por torsión.

Debido al carácter monolítico de muchas estructuras de concreto, es común la acción de fuerzas torsionantes que se presentan casi siempre en combinación con cargas que producen flexión, fuerza cortante y fuerza normal. En muchos casos, los efectos de la torsión son secundarios en comparación con los de otras sollicitaciones y por eso suelen despreciarse en el diseño. Sin embargo, a veces la torsión puede tener un efecto lo suficientemente importante para no despreciarla. A pesar de lo anterior, existen estructuras en las que se han presentado agrietamientos debidos a la torsión. Por ello es importante reconocer su apariencia con el fin de corregir o al menos minimizar los efectos que puedan ocasionar la falla de estructuras sujetas a este fenómeno.

La torsión causa grietas inclinadas similares a las de fuerza cortante, pero difieren de las grietas de cortante ordinarias en que estas son espirales y cruzan toda la profundidad de las caras del elemento, según se aprecia en la **Figura 4.11**.

**FIGURA 4.11** Grietas por torsión.



Al igual que en el caso de tensión diagonal, el conocimiento sobre el problema es en gran parte empírico.

#### 4.6.2 Agrietamientos no estructurales.

A los agrietamientos considerados en esta sección se les denomina no estructurales debido a que se producen por la aplicación de procedimientos constructivos inadecuados. Este tipo de agrietamientos generalmente no pone en riesgo la estabilidad de las estructuras. A pesar de ello, pueden ser un factor de importancia en la disminución de la durabilidad del concreto, ya que a través de ellas pueden penetrar agentes que degraden el material.

Para su identificación, este tipo de agrietamientos se ha dividido en cuatro grupos:

- Grietas de contracción;
- Grietas térmicas;
- Grietas por contracción plástica; y
- Grietas por asentamiento plástico.

##### 4.6.2.1 Grietas de contracción.

Se originan cuando se cuela una sección de concreto sobre otra ya existente. La contracción se origina al perder humedad el concreto nuevo al entrar en contacto con el material antiguo, al absorber este último la humedad del primero.

La apariencia y el desarrollo de las grietas por contracción dependen de la geometría, el tamaño del miembro y las restricciones posibles. La orientación de la grieta es normalmente bien definida y depende de las condiciones geométricas.

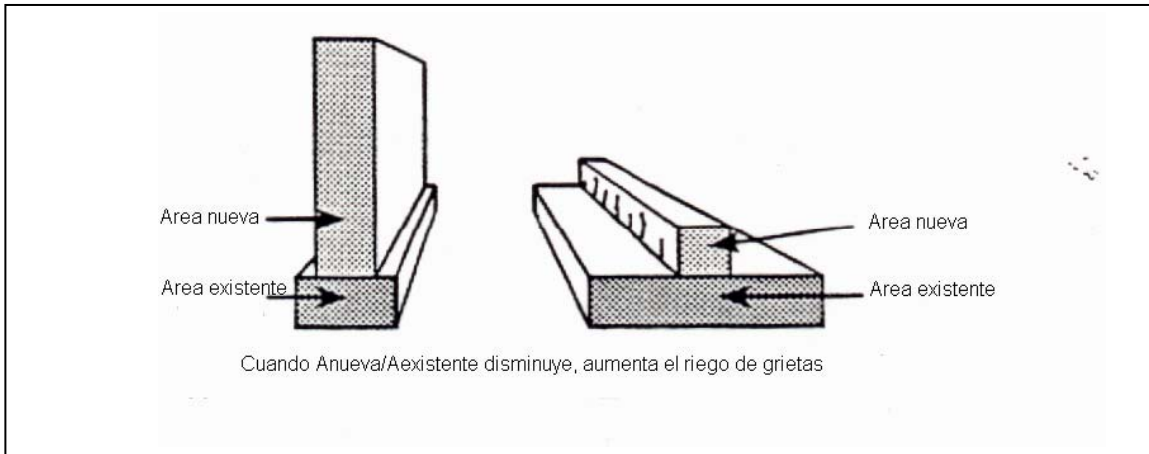
Las grietas de contracción pasan a través de toda la sección transversal de los elementos, pero a pesar de ello son inofensivas desde un punto de vista estructural (**Ver Figura 4.12**).

##### 4.6.2.2 Grietas térmicas.

Durante el fraguado del concreto fresco se pueden ocasionar grietas debidas al incremento del volumen de la pasta de cemento fresco. Al iniciarse la hidratación del cemento se genera productos de mayor volumen que la pasta original y si ya se ha consumido o evaporado la humedad de la superficie del concreto por efecto del incremento de temperatura en él (calor de hidratación) se producirán las grietas térmicas.



**FIGURA 4.12 Grietas por contracción.**



Estas generalmente se pueden evitar cuidando las condiciones de humedad en la pasta del concreto, así como las de temperatura ambiente procurando efectuar los colados a temperaturas adecuadas, según lo expuesto en la Sección 3.2, de este trabajo. Estas grietas no ponen en riesgo la seguridad estructural, pero si pueden ser dañinas con respecto a la durabilidad.

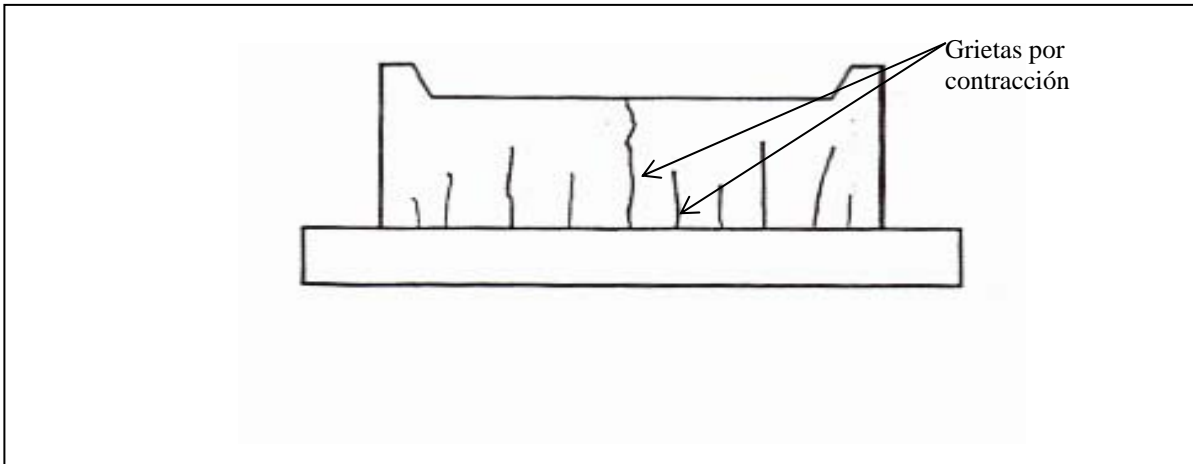
La apariencia de las grietas provocadas por el aumento de la temperatura en el fraguado del concreto es muy similar a la apariencia de las grietas de contracción ordinarias. Sin embargo, diferentes a la grietas por contracción y a las grietas estructurales, las grietas térmicas son jóvenes. Esto significa que las grietas seguirán la superficie de los agregados y no los atravesarán.

#### 4.6.2.3 Grietas por contracción plástica.

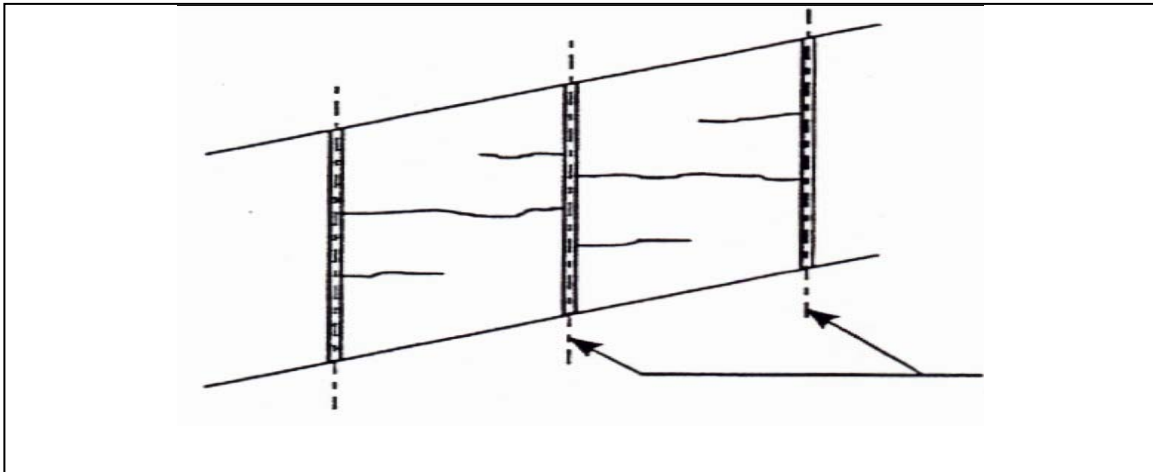
La contracción plástica está provocada por el secamiento rápido de la superficie de concreto en su estado plástico. Igual que las grietas térmicas, éstas seguirán el contorno de los agregados, sin atravesarlos.

Las grietas son anchas y poco profundas y pueden formar un patrón definido. En los casos de una superficie ancha, un estado de tensión hidrostática surgirá. Si no hay una grieta "guía", las grietas se formarán aleatoriamente y la apariencia será un patrón de grieta neto, en la mayoría de los casos con mallas hexagonales, ver Figuras **4.13, 4.14 y 4.15 y 4.16**

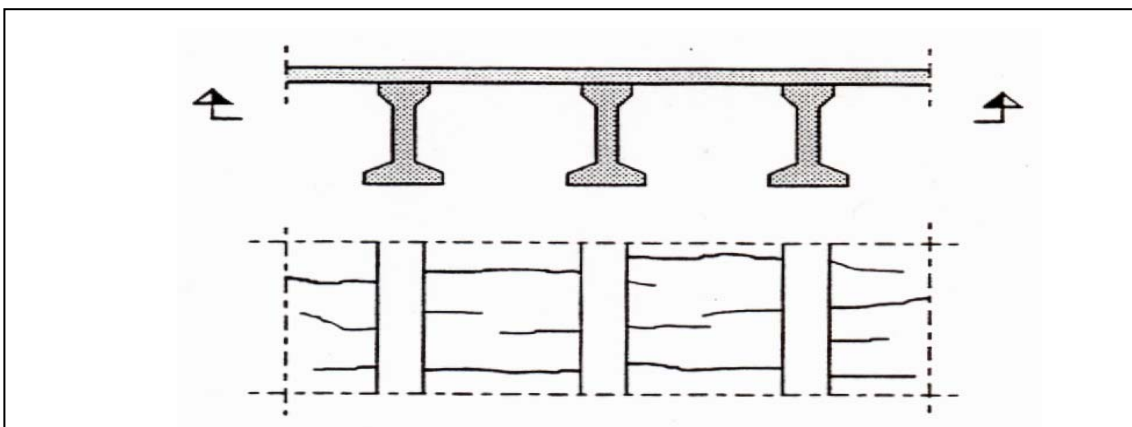
**FIGURA 4.13 Grietas de contracción en estribos.**

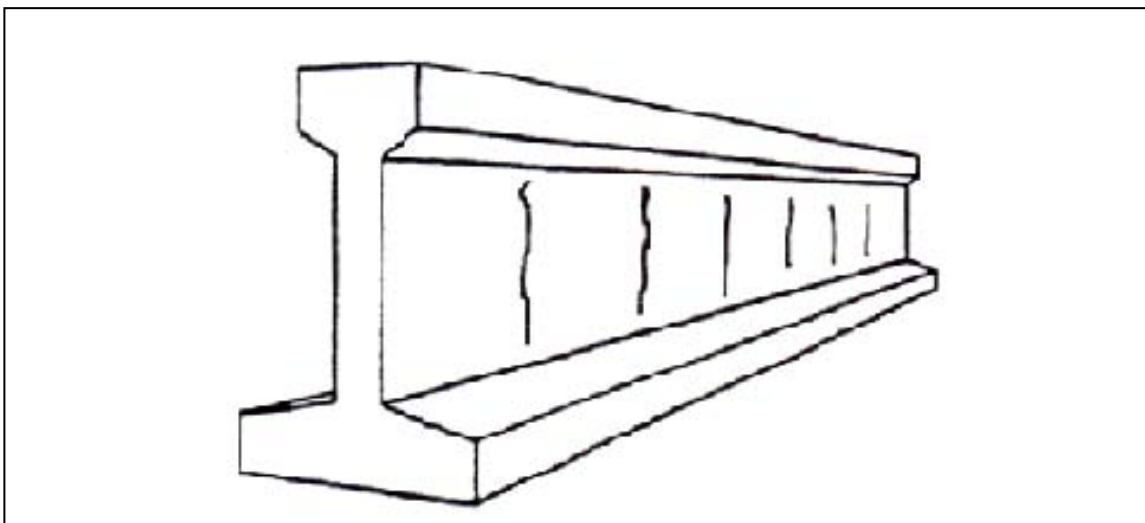


**4.14. Grietas de contracción en losas.**



**FIGURA 4.15 Grietas de contracción en tableros.**



**FIGURA 4.16** Grietas por contracción, alma de trabe I.

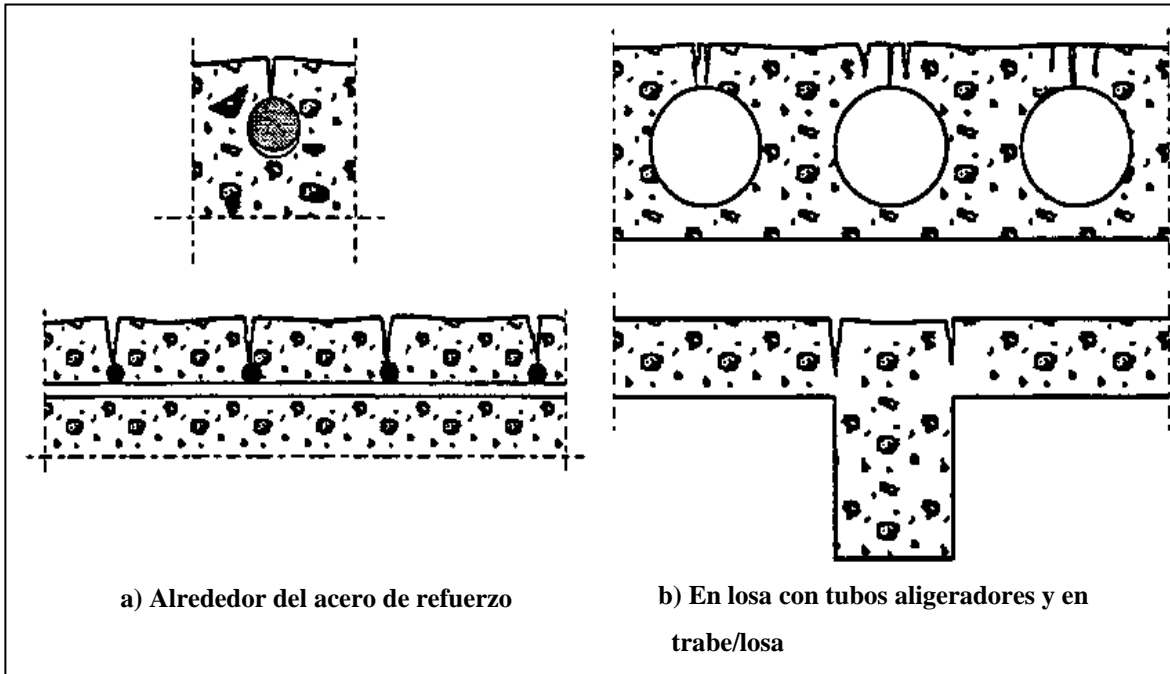
Este tipo de grietas son inocuas desde un punto de vista estructural, pero su ancho puede influenciar la capacidad de carga y el comportamiento del elemento bajo condiciones de servicio.

#### 4.6.2.4 Grietas por asentamiento plástico.

Normalmente estas grietas se producen cuando hay una baja repentina en el espesor del concreto cuando se deposita. En ocasiones esto sucede cuando al ir vaciando el concreto a su posición final, éste se deposita sobre el acero de refuerzo y no se compacta adecuadamente, entonces sobreviene un asentamiento del concreto causando agrietamiento en la superficie expuesta del concreto. Es por ello que la posición de estas grietas está normalmente sobre el refuerzo en la superficie o en las variaciones de sección transversal. **Ver figuras 4.17 a) y b).**

Al igual que los anteriores agrietamientos, este tipo es inofensivo estructuralmente hablando, pero puede ser dañino con respecto a la durabilidad ya que se crean grietas que con frecuencia alcanzan el acero de refuerzo, permitiendo el paso de los agentes atmosféricos degradantes.

FIGURAS 4.17 a) y b) Grietas por asentamiento plástico



---

## **CAPITULO V**

### **METODOLOGIA DE INSPECCION DE PUENTES**

---

## **CAPITULO V**

### **METODOLOGIA DE INSPECCION DE PUENTES**

Las inspecciones que se realizan para el cuidado de los puentes se pueden clasificar en tres grandes grupos:

- Inspecciones rutinarias;
- Inspecciones principales;
- Inspecciones especiales.

Cada tipo de inspecciones cumple con un fin específico y sirve de precedente para el tipo que le sigue.

Las inspecciones rutinarias tienen por objeto mantener los puentes en un estado funcional, a través de programas de conservación y mantenimiento rutinario, los que en su caso aportarán datos para la realización de revisiones más detalladas del estado de la estructura, de tal manera que se cuente siempre con estructuras en condiciones de servicio que permitan a los usuarios transitar a través de ellas con seguridad. En resumen, las inspecciones rutinarias tienen por objeto recabar información general sobre las condiciones de los puentes.

Las inspecciones principales se llevan a cabo para verificar el estado general de los puentes, para hacer un inventario de las características de los mismos, así como para establecer una valoración de cada una de sus partes.

Cuando las inspecciones principales arrojan datos sobre el inicio de un posible mecanismo de deterioro o sobre un daño presente en una estructura, es necesario hacer una evaluación de ella empleando técnicas de evaluación tanto de los materiales que lo conforman como de su capacidad de carga. Estas inspecciones, llamadas especiales, requerirán ser efectuadas por personal calificado, que posea amplios conocimientos de las propiedades de los materiales de construcción, de las técnicas empleadas para su análisis, así como de procedimientos constructivos y de diseño estructural.

Con la intención de abundar en estos temas, el presente capítulo mostrará los requerimientos deseables por parte del personal que realiza cada una de las actividades mencionadas, los tiempos y circunstancias que inducirán la realización de ellas, así como la metodología empleada para su desarrollo.

## 5.1 CONCEPTO DE INSPECCIÓN DE PUENTES

Se puede definir la inspección de puentes como la aplicación de las técnicas disponibles para conocer en todo momento el estado de conservación de una estructura y su posible evolución en el tiempo, a fin de tomar las medidas necesarias para mantener un aceptable nivel de seguridad y funcionalidad durante la vida útil de la estructura.

El desarrollo de una inspección minuciosa suele ser costoso, por lo que sólo se justifica cuando la aparición de determinados desórdenes pueda poner en peligro la estructura o acortar su durabilidad. Por esta razón el grado de profundidad de una inspección queda determinado por la severidad de las anomalías observadas.

El hecho de que existan diferentes tipos de inspecciones, desde la que se efectúa de forma rápida y visual, hasta las que necesitan equipos especiales de acceso y de prueba, hace necesario que las mismas sean realizadas por personal capacitado. El siguiente apartado muestra las características que debe cumplir la persona responsable de la inspección de puentes.

### 5.1.1 Requisitos del personal de inspección.

Puesto que la inspección de puentes es una actividad de gran importancia, cuya realización y posterior emisión del reporte exige gran responsabilidad, debido a que además de avalar la seguridad de los usuarios de la estructura tiene gran repercusión a la hora de asignar recursos para el mantenimiento, rehabilitación y en su caso reparación, hace evidente la necesidad de que la revisión de puentes sea efectuada por personal competente, mismo que pueda emitir un juicio confiable sobre las condiciones de la estructura en estudio. Por ello, en varios países del mundo se han establecido los requisitos que deben cumplir los encargados de estas actividades.

En nuestro país, la dependencia gubernamental responsable de la infraestructura carretera, ha publicado un documento en el que se enumeran las características que deben cumplir los responsables de las inspecciones. Los requisitos mínimos establecidos son los siguientes:

- a) Estar reconocido como jefe de una unidad organizacional;

- b) Tener un mínimo de experiencia de cinco años en cargos de inspección de puentes, en calidad de responsable, y haber completado un curso de capacitación sobre inspección de puentes.

Los dos requisitos anteriores se aplican a la persona encargada de dirigir la brigada de inspección de las estructuras.

Para el caso del responsable de la dirección de un área dedicada a la administración de puentes, es necesario cumplir los requisitos siguientes:

- a) Ser ingeniero titulado,
- b) Tener una experiencia de diez años como mínimo en el campo de la inspección de puentes, en calidad de responsable, y haber asistido a un curso completo de capacitación sobre inspección de puentes.

Esta persona será responsable de toda la inspección de campo, de los análisis y de todos los resultados de la inspección, así como de las recomendaciones para corregir defectos, para colocar señales de restricción de velocidad y de carga, o para ordenar cualquier medida que juzgue necesaria.

El hecho de que el personal cumpla los requisitos señalados dará confianza de los resultados obtenidos, ya que los problemas que frecuentemente se encuentran al realizar inspecciones a puentes, son variados y con frecuencia complejos. Por consiguiente, para evaluar correctamente un puente bajo una situación dada, el responsable de la inspección tiene que aplicar su criterio y experiencia con mucha frecuencia.

El valor que se dé a la recomendación emitida por el responsable de la inspección, estará sustentado en su conocimiento sobre aspectos estructurales y constructivos, además que deberá basarse en los diferentes mecanismos de daño y en las diversas técnicas de evaluación de los materiales. Es importante que el ingeniero responsable pueda determinar la carga de trabajo y la capacidad de carga de la estructura, así como reconocer cualquier deficiencia estructural. Además de lo anterior, deberá ser capaz de detectar cualquier problema incipiente para poder recomendar medidas tendientes a prevenirlo.

En la práctica, rara vez una sola persona tendrá la experiencia y los conocimientos necesarios para cumplir cabalmente con los requisitos mencionados, por lo que los responsables de las actividades de inspección no deberán dudar en apoyarse en los



conocimientos y experiencia de otros ingenieros, para asegurar la confiabilidad de las conclusiones y recomendaciones por ellos emitidas.

## **5.2 FRECUENCIA DE LAS INSPECCIONES**

El seguimiento de un puente a lo largo de su vida útil es complicado y costoso, razón por lo que debe elaborarse un calendario de visitas de inspección mismo que estará en función de la edad y tipo de la estructura, de los programas de mantenimiento y rehabilitación de la infraestructura carretera, así como de las recomendaciones resultantes de inspecciones anteriores.

Normalmente la construcción de un puente es un hecho que causa el interés de los habitantes de la región cercana a la estructura, e incluso el de las autoridades gobernantes en el momento de la realización de la obra, pero este interés decrece después de que ha sido puesto en funcionamiento, sobre todo por parte de la administración del camino, pues comúnmente se cree que una obra reciente mantendrá un nivel adecuado de seguridad. Sin embargo, no está de más dar seguimiento al desempeño de la estructura a través de un programa sistemático de visitas de inspección, las que permitirán predecir futuros problemas, pudiéndose llegar a prevenirlos.

Cuando las visitas de inspección superficial a un puente se dan como parte de los programas de mantenimiento de un camino, éstas estarán sujetas a dichos programas que generalmente son continuos.

Si las visitas de inspección son de tipo general, como se definirá más adelante, deberán realizarse por personal calificado a intervalos que no excedan de dos años.

Las inspecciones catalogadas como principales deberán realizarse cada cinco años, pues la información que de ellas surge sirve para mantener actualizado el inventario relativo a la infraestructura de puentes, además de aportar datos para la realización de las llamadas inspecciones especiales.

Cualquier puente en estado dudoso o con fallas previamente detectadas deberá estar sujeto a inspecciones periódicas que permitan mantener un control de la evolución de su estado físico.

Asimismo, cuando por alguna circunstancia se vean afectadas la composición del tránsito vehicular, los programas de mantenimiento y rehabilitación y/o se haya presentado algún fenómeno natural tal como un huracán o un sismo de gran magnitud, será necesario llevar a cabo una campaña extraordinaria de inspección de los puentes existentes, que permita conocer el estado de los mismos.

### **5.3 INSPECCIONES RUTINARIAS**

La necesidad de llevar a cabo trabajos de mantenimiento, rehabilitación y, en su caso, de pequeñas reparaciones, deberá plantearse oportunamente para prevenir desórdenes que puedan desembocar en deterioros estructurales serios y costosos. Dichos deterioros pueden deberse a las condiciones de exposición de la estructura, así como a aspectos de diseño, construcción, de uso y explotación.

Los severos costos sociales y comerciales que ocasiona el cierre o la restricción de carga de un puente, implican la necesidad de mantenerlos en condiciones óptimas de operación, lo cual puede lograrse si se aplican oportunamente las medidas necesarias.

El mantenimiento económico de una estructura depende de un regular y exhaustivo programa de inspección y monitoreo, para detectar en un estado inicial o latente cualquier causa de deterioro. Para ello se requiere que los diferentes tipos de inspección sean realizados de una manera sistemática, asegurándose así la confiabilidad de la información resultante.

Bajo el concepto de inspección sistemática se engloban los trabajos realizados con el objetivo general de vigilar la evolución de un puente determinado, siguiendo una metodología de inspección y reporte definida, de tal manera que se pueda contar con información adecuadamente organizada y resguardada. En particular, se pueden resumir los siguientes objetivos que persiguen este tipo de inspecciones:

- a) Registrar en forma sistemática y periódica el estado de la estructura, facilitando así la identificación de la aparición de defectos y la toma de medidas con vista a obras similares;
- b) Identificar oportunamente fuentes potenciales y presentes de problemas, con miras a prevenirlos y/o corregirlos, de manera económica.
- c) Contar con información necesaria para tomar decisiones oportunas con respecto al mantenimiento, reparación, refuerzo o sustitución de un puente, así como para

considerar restricciones de velocidad y de cargas permisibles, llegando incluso a considerarse el cierre de la estructura, por motivos de seguridad.

- d) Garantizar la seguridad estructural del puente, comprobando que corresponde con el paso del tiempo a las especificaciones para las que ha sido proyectado; y
- e) Proporcionar una continua actualización de la documentación de la obra (planos, especificaciones, memorias de cálculo, características geométricas, etc.).

Para cumplir con esos objetivos, las llamadas inspecciones rutinarias pueden subdividirse en dos tipos:

- Inspecciones superficiales; e
- Inspecciones generales.

Para ampliar el concepto y las actividades que cada una de ellas engloba, se describen enseguida sus características.

### **5.3.1 Inspección superficial.**

La inspección superficial es la efectuada por el personal encargado del mantenimiento de la carretera. Su realización no está organizada ni sistematizada. De este tipo de inspección se informa al ingeniero responsable si a juicio del inspector, en este caso el trabajador de conservación y mantenimiento, existe alguna anomalía en la estructura.

Es recomendable que el personal de conservación de carreteras haya recibido instrucción específica sobre las tareas de inspección, métodos para reportar sus observaciones y procedimientos a seguir en caso de haber surgido alguna situación de emergencia relativa al puente.

Las condiciones de los accesos, los acotamientos, las pendientes, los sistemas de drenaje, los parapetos, las guarniciones, los señalamientos de llegada a la estructura, así como la carpeta asfáltica deberán ser cuidadosamente observados con el fin de detectar cualquier anomalía presente, tal como signos de oxidación e incluso daño en los elementos citados.

Generalmente en este tipo de visitas a los puentes se realizan tareas como reencarpetamiento asfáltico, limpieza de los sistemas de drenaje, verificación del estado de las juntas, así como trabajos de repintado de los parapetos metálicos. Es

precisamente por ello que una persona convenientemente capacitada podrá reportar al responsable de los trabajos, lo que a su juicio puede ser un problema potencial, a fin de efectuar una revisión más profunda.

### **5.3.2 Inspección general.**

Este tipo de inspección, al igual que el anterior, no requiere de equipo especializado para su realización, pero en contraste con aquél, deberá ser realizado por personal calificado para tal efecto.

Al mencionar que no se necesita equipo especial se hace referencia a aquél que sirve para visitar lugares de difícil acceso como la parte inferior de la cubierta, las zonas de apoyos, los diafragmas, etc. Su desarrollo se realiza con apoyo de aparatos ópticos como los binoculares y los telescopios.

El período recomendable entre dos inspecciones de este tipo es de uno a dos años, lo cual es factible de realizar si se cuenta con una agenda de inspecciones definida.

Durante este tipo de inspecciones, las partes representativas de la estructura deberán ser inspeccionadas visualmente. Entre las características a ser observadas se incluyen las deflexiones, el alineamiento de los elementos, los fisuramientos, los deterioros superficiales y las filtraciones o goteos que puedan observarse desde una posición lateral e inferior al puente.

Los resultados de estas inspecciones deberán registrarse en formas estandarizadas para simplificar el análisis de los datos obtenidos y para el almacenamiento sistemático de los registros resultantes. A partir de los datos que de éstas resulten, se podrá clasificar la extensión y la severidad de los defectos observados en la estructura, así como sus probables causas.

Esta información resultará ser de gran valor, ya que a partir de ella se podrán sugerir tanto las prioridades de reparación como los costos aproximados de los trabajos considerados necesarios.

El desarrollo de esta inspección será similar al de una inspección principal y las formas empleadas para su registro podrán ser las mismas, con la diferencia que en la inspección principal se tendrá acceso directo a todas las partes del puente, con lo que la información recabada tendrá mucho mayor objetividad a la hora de asignar una

“calificación” de la integridad de todos sus elementos. Las partes a inspeccionar se detallan en la sección relativa a la Inspección Principal.

## **5.4 INSPECCION PRINCIPAL**

Las inspecciones principales deberán ser dirigidas por un ingeniero calificado, de acuerdo a los requisitos ya mencionados, y realizadas por personal especializado, ya que se trata de un trabajo profundo y minucioso que conducirá a la valoración de todos los elementos de la estructura. Del resultado obtenido a través de este tipo de inspecciones dependerán numerosas actividades que van desde la programación de futuras visitas de inspección, sin realizar ninguna otra actividad, hasta la puesta en marcha de trabajos exploratorios de las características de los materiales que lo constituyen.

Este tipo de inspecciones requiere ser efectuado aproximadamente cada cinco años, aunque existe bibliografía donde se indica que podrán efectuarse entre períodos de seis y diez años de diferencia, o bien, cuando las características del puente hayan cambiado como consecuencia de trabajos de reparación, por ampliaciones de la estructura o por cualquier actividad que haya afectado la geometría del puente.

Son dos los objetivos que persiguen las inspecciones principales:

1. Mantener información actualizada de la estructura, misma que servirá para la construcción de una base de datos que sea la fuente de un inventario de puentes; y
2. Examinar a profundidad un puente para conocer su estado general, detectar los problemas presentes en él y reconocer a tiempo posibles fuentes de deterioro, a fin de corregirlas.

De la primera inspección principal que se efectúa a un puente, se hace un levantamiento inicial de las características del mismo, las que sirven para el propósito del inventario. La información asentada en el reporte respectivo corresponde no sólo a las características físicas de la estructura, sino que además incluye datos relativos al camino que lo aloja, al tipo de cruce, a su posición respecto al cruce, a su propietario, etc. También se incluye su nombre y nomenclatura que sirven para identificarlo. Además se registrarán datos del tráfico que circula por el camino, el tipo de vehículos que transitan por él, así como su distribución porcentual.

Se dará un valor a las condiciones en que se encuentran los diversos componentes de la estructura, mismos que servirán para valorar cada uno de ellos, así como del puente en general.

En el reporte de la inspección principal se registrará si se han obtenido fotografías de los elementos que a juicio de los inspectores, deberán ser sujetos a un seguimiento. Es común incluir en el reporte los croquis y dibujos necesarios.

Recordemos que a partir de este tipo de inspección pueden surgir recomendaciones en lo que se refiere a trabajos de mantenimiento y de realización de inspecciones especiales.

Para los casos en que se recomiende algún trabajo de reparación, será necesario registrar el año sugerido de realización. La información que con este objetivo sea proporcionada, servirá para la definición de programas y presupuestos para el desarrollo de los trabajos necesarios.

La inspección detallada deberá realizarse mediante procedimientos definidos y organizados, que minimicen la posibilidad de pasar por alto cualquier elemento del puente. Las observaciones que se hagan deberán ser claras y detalladas, de manera que puedan interpretarse correctamente en fecha posteriores.

No se debe pasar por alto que la información obtenida en este tipo de inspección, puede servir de base para futuros trabajos de reparación. Además de ello, sirve como base para litigios que deban de entablarse por causa de negligencia en los trabajos de construcción, mantenimiento o reparación que se hayan efectuado en la estructura.

Por todo lo anterior se considera pertinente enfatizar la importancia de los resultados registrados en el reporte respectivo. En el **Anexo 1** se muestran los formularios empleados por el Sistema de Puentes Mexicanos (**SIPUMEX**), de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes, para el reporte de la Inspección Principal.

#### **5.4.1 Procedimiento de inspección.**

Debido a que este tipo de inspección requiere que todas las partes del puente sean objeto de un cuidadoso examen, frecuentemente se necesitará del apoyo de equipos especiales para desarrollarla. Entre estos equipos se tienen rejillas de descenso, andamios, brazos articulados con canastillas, lupas, reglas, etc.

Se recomienda realizar la inspección en épocas que presenten las mejores condiciones para ello, por ejemplo, cuando se tenga que revisar la base de las pilas o de las zapatas, los estribos y otros dispositivos a nivel del cauce será recomendable hacerlo durante el estiaje, ya que el nivel del agua será menor y más apacible que en tiempo de lluvias. Es importante recordar siempre esta consideración, ya que además de brindar mayor seguridad a los ejecutantes de la inspección, evitará pérdidas de tiempo innecesarias.

Una vez que las condiciones de acceso a todos los elementos de la estructura se han previsto, se podrá efectuar la revisión de la ella, no sin antes recordar que de la forma y del cuidado con que se lleven a cabo los trabajos de la inspección, se obtendrán resultados con mayor o menor grado de confiabilidad.

El desarrollo de la inspección deberá incluir los elementos que a continuación se enlistan, mas no necesariamente se limitará a ellos:

- 1) Accesos. Se deberán verificar las condiciones de los accesos en cuanto a irregularidades, asentamientos y rugosidades. Será pertinente verificar el estado de las juntas entre el pavimento de acceso y el diafragma del estribo. Las condiciones de los acotamientos, las pendientes, las barreras y el sistema de drenaje serán objeto de mayor atención.
- 2) Corriente de agua. Se verificará la capacidad hidráulica bajo el puente. Se registrará la desviación del cauce, misma que pudiera causar problemas de socavación de las pilas; asimismo se revisará la existencia de material que obstruya el libre flujo del agua. La formación de bancos de arena podrá causar problemas sobre las bases de las pilas y estribos por objeto de la socavación, razón por la que se recomienda observar cuidadosamente su presencia.

La información que da un croquis del puente sobre el cruce es muy importante para comparaciones futuras. Esta información será aún más útil si se cuentan con levantamientos de las secciones transversales del cruce, ya que permitirá comparar la evolución del cauce bajo el puente, a través del tiempo.

- 3) Pilas y estribos. Dado que la superestructura se apoya en ellos, estos elementos deberán inspeccionarse para verificar si no han sufrido socavaciones, movimientos laterales y hundimientos que puedan resultar perjudiciales. Será necesario revisar la superficie de concreto expuesto, poniendo especial atención en las zonas donde se presentan ciclos de secado y humedad continuos. La parte superior tiene un más alto riesgo de deterioro, motivo por el que no debe dejar de revisarse. Se deberá verificar

el estado del acero que provenga de estos elementos y que se halle empotrado en la cubierta del puente.

En el caso de los estribos, se revisarán las mamposterías para localizar cualquier anomalía tal como juntas de mortero desunidas, oquedades, deslizamientos de los aleros, etc. Cuando se refleje algún asentamiento, será necesario efectuar una nivelación para establecer comparaciones con registros anteriores, o a futuro.

- 4) Caballetes. Al igual que en las pilas y estribos, se revisarán las condiciones del concreto que forma los caballetes, poniendo énfasis en la zona de los cabezales donde pudiese existir evidencia de deterioro, corrosión e incluso desintegración del concreto debido a sobrefuerzos. Se buscará además evidencia de deflexiones excesivas. En algunos caballetes existen mecedoras, las que se revisarán para asegurarse que puedan moverse libremente entre sus pasadores.
- 5) Trabes de concreto. Estos elementos deberán revisarse para determinar si existen agrietamientos, deflexiones excesivas, filtraciones de agua o desintegración del concreto en las zonas cercanas a los apoyos. Habrá que comprobar si existe vibración excesiva al paso de vehículos pesados. Si el puente está sobre un camino transitado, se deberá inspeccionar si existe daño en las trabes como resultado del impacto de vehículos de gran altura.

Si el puente está estructurado a base de vigas cajón, se requerirá el examen del interior de la losa inferior y la cara exterior de ésta, para comprobar que no existan agrietamientos importantes. Si la estructura está definida de tal forma que existan articulaciones, éstas deberán verificarse para detectar cualquier desplazamiento o indicio de aplastamiento.

Las trabes de concreto presforzado serán objeto de una meticulosa revisión para localizar cualquier signo de agrietamiento, de desplazamiento o de deterioro del concreto. Habrá que poner atención en las zonas de anclaje del acero de presfuerzo, así como a la zona de apoyos y alrededor de los diafragmas.

Cuando se detecte algún agrietamiento, se anotará cuidadosamente su localización y tamaño, apoyándose un croquis que indique su posición y longitud.

- 6) Apoyos. Los dispositivos de apoyo son elementos que por su función estructural suelen estar sujetos a grandes presiones, razón por la que deben ser cuidadosamente



revisados. Estos dispositivos pueden reflejar pequeños cambios en otras partes de la estructura, tales como asentamientos de pilas y estribos.

Deberán revisarse los apoyos móviles para asegurarse que puedan moverse libremente. Los rodillos y mecedoras deberán apoyarse en toda su longitud. Asimismo, será necesario revisar la condición de la lubricación de los apoyos de tipo móvil.

Si se trata de placas de tipo polimérico (neoprenos), se deberán buscar indicios de aplastamiento, desplome o hendiduras anormales que pudieran indicar sobrecargas o cargas irregulares.

Los apoyos deberán examinarse cuidadosamente después de incidentes inusitados como los daños ocasionados por tránsito pesado, por sismos o por golpes inducidos por material flotante en épocas de avenidas.

Se deberá examinar el concreto en las zonas donde las trabes y vigas "T" se apoyen directamente. Cualquier señal de agrietamiento y desplazamiento del material deberá ser motivo de una revisión exhaustiva para determinar su origen.

- 7) Juntas de dilatación. Estos dispositivos, que permiten las dilataciones y contracciones térmicas, son una causa frecuente de problemas en los puentes. Durante su inspección se revisará se estado general, si se encuentran adecuadamente fijadas, si no contienen materia en su interior que pudiera impedir su deslizamiento, así como su condición de impermeabilidad, es decir, se verificará que la junta impida la filtración de agua a la cubierta, ya que la acumulación de agua en su interior podría generar graves problemas.
- 8) Cubiertas. En puentes de concreto, la cubierta o losa deberá ser revisada para comprobar la no existencia de agrietamientos, desconchamientos, signos de corrosión o algún otro indicio de deterioro. Es evidente que la superficie de rodamiento puede esconder muchos defectos de la losa de concreto, motivo por lo que deberá revisarse cuidadosamente para comprobar que no haya evidencia de algún deterioro, tal como oquedades en la losa de concreto.

Otro punto que deberá comprobarse es el sistema de drenes de la cubierta, para verificar la existencia de un drenaje adecuado que facilite la salida del agua.

- 9) Guarniciones. Estos elementos deberán revisarse para comprobar que no existan en ellos agrietamientos, descascaramientos o cualquier otro tipo de deterioro. Es

importante observar si no han perdido altura como consecuencia del rencarpetamiento de la cubierta, lo que en su caso induciría una sobrecarga en la estructura. Se deberá comprobar el estado de las rejillas de desagüe, de su estado de fijación y el de su tapa.

- 10) Banquetas. Las banquetas deberán examinarse para comprobar que no presenten grietas, desconchamientos, baches u otro tipo de deterioros. Es recomendable revisar el estado de las juntas, especialmente en los estribos, para comprobar que no existan hundimientos diferenciales.
- 11) Parapetos. En un puente los parapetos cumplen una doble función: brindar seguridad a los peatones y a los automovilistas. Durante la inspección se revisarán para detectar si se encuentran agrietados, resquebrajados e inclusive derribados por el efecto de algún impacto vehicular. Será necesario observar si existen signos de corrosión en las zonas donde se empotran a la cubierta. Esto es particularmente importante si se trata de parapetos metálicos. Se deberá revisar que se encuentren alineados tanto vertical como horizontalmente. Habrá que cerciorarse que los parapetos sean seguros y no presenten salientes que puedan constituir un peligro para los usuarios.
- 12) Barreras. Estos elementos colocados en algunos puentes, deberán ser sujetos a una revisión de su alineamiento y se buscarán daños ocasionados por el tránsito vehicular. Se verificará si el concreto presenta agrietamientos, resquebrajamientos u otro tipo de deterioro y si las partes metálicas presentan signos de corrosión.
- 13) Armaduras. Si en un puente existieran armaduras de acero u otros elementos metálicos, se deberá observar si no se ha iniciado el fenómeno de corrosión. Se revisarán las uniones entre los elementos para verificar que la soldadura no presente deterioros, fisuramientos e incluso fallas por fatiga. Se examinará si los pernos o pasadores no están flojos, desgastados o cortados. Asimismo se revisará la condición de la pintura de estos elementos.
- 14) Tramos suspendidos. Deberán examinarse los cables de suspensión para verificar que sus forros o revestimientos se encuentren en buen estado y que protejan adecuadamente al acero contra la corrosión. Las piezas que sujetan los cables serán objeto de gran atención, para comprobar si no ha habido ningún corrimiento de éstos. Los anclajes se examinarán para observar si no presentan corrosión y si están adecuadamente protegidos contra la penetración y la acumulación de humedad.
- 15) Señalamientos. Deberá verificarse que se encuentren convenientemente colocadas las señales en el puente. Se verificará que los letreros sean claros y legibles y si en general están en condiciones satisfactorias. Se revisará la condición de la pintura de las guarniciones y de los postes de alumbrado, si los hay. Será necesario verificar el funcionamiento del alumbrado para asegurarse que este funcionando adecuadamente.

16) Instalaciones complementarias. Las instalaciones complementarias tales como servicios públicos, alcantarillado y otras instalaciones independientes, relacionadas o confinadas en el puente deberán ser revisadas, ya que podrán inducir una sobrecarga a la estructura o producir algún daño.

Cuando de la inspección principal efectuada a un puente se deduce que la presencia o evolución de sus defectos puede, con el tiempo, poner en peligro la estructura o su durabilidad, se hace necesario someter a ésta a una vigilancia continua. El objeto de la misma es detectar en cualquier momento una agravación importante del estado de la obra para proceder de inmediato a su reparación.

## **5.5 INSPECCION ESPECIAL**

Si como consecuencia del seguimiento de la estructura o de las observaciones realizadas durante una inspección previa, se sospecha de anomalías cuyo alcance es preciso conocer, entonces se realiza una inspección especial. Esta debe aportar los datos necesarios para que el responsable de la estructura pueda determinar el grado de seguridad de la misma y, en su caso, aplicar las medidas correctivas o elaborar el proyecto de reparación correspondiente.

La inspección especial es una investigación y evaluación detallada del daño a las propiedades de los materiales y elementos de un puente que así lo requieran. Los daños pueden deberse a las condiciones de exposición al medio ambiente, al uso, al diseño o a procedimientos constructivos inadecuados o mal realizados y a sobrecargas.

Otros casos que requieren de una inspección especial son aquellos donde se han observado asentamientos, incendios y daños en las pilas por causa de avenidas extraordinarias. También se requerirá de este tipo de inspecciones en aquellos puentes donde se haya identificado un riesgo en particular. La inspección especial se aplicará a aquellos puentes que:

- a) exhiban una anomalía cuya causa haya sido identificada;
- b) estén sujetos a restricciones de carga;
- c) requieran soportar cargas extraordinarias que excedan las de proyecto.

El propósito de las inspecciones especiales es determinar entre otras cosas:

- El tipo de daño presente;
- La extensión del daño;
- Las causas del daño; y además
- La necesidad de reparación y rehabilitación; y
- La estrategia de solución óptima.

La naturaleza de las inspecciones especiales variará ampliamente de acuerdo a su propósito. Estas pueden hacer uso de una gran cantidad de técnicas de prueba. De ellas se desprenden mediciones de campo y laboratorio.

Para la realización de las pruebas se requiere de equipo especializado, caro y delicado. Gracias al avance de la tecnología, hoy en día se tienen equipos portátiles que permiten realizar una gran cantidad de exámenes *in situ*, lo que permite efectuar las pruebas con gran rapidez.

Sin embargo, las inspecciones y pruebas en el lugar además de otras inspecciones visuales, son rara vez baratas y frecuentemente necesitan de complejos arreglos para llegar a sitios difíciles del puente. Frecuentemente las observaciones individuales y los resultados de las pruebas no son definitivos, por lo que se deben apoyar las conclusiones en la experiencia y juicio de un ingeniero experimentado. De ahí que para lograr resultados satisfactorios en una inspección especial, se deban establecer las finalidades precisas de la investigación, teniendo como principal requisito la programación de todos los métodos de prueba, incluyendo aspectos fundamentales como son la selección de los mismos, la localización de los sitios de prueba y la interpretación de los resultados obtenidos. Esta planeación se puede apoyar en la información obtenida de la inspección principal que haya recomendado la inspección especial.

Para la realización de estas inspecciones se requiere de una estrecha colaboración entre un equipo especializado de laboratorio y otro de proyectos, quienes deben trabajar juntos durante todas las etapas de su desarrollo.

Al ser esta una inspección exhaustiva, su realización requiere ser dividida en las fases que a continuación se enlistan y más adelante se detallan:

- a) Recopilación de información.
- b) Visita preliminar al sitio.
- c) Previsión de accesos y medidas de seguridad.

- d) Planeación detallada de las pruebas.
- e) Ejecución de ensayos.
- f) Interpretación y reporte de resultados.
- g) Estrategias de solución para reparaciones.
- h) Análisis económico de las estrategias; y
- i) Reporte final.

### **5.5.1 Recopilación de información.**

Habiendo establecido los objetivos iniciales de la investigación, todas las fuentes relevantes de documentación deberán ser identificadas tan rápido como sea posible. Esta información incluye los reportes de inspecciones anteriores, los planos ejecutivos, las memorias de cálculo, los reportes de las pruebas aplicadas al material constructivo durante la erección de la estructura, así como la información de algunos eventos registrados durante el mantenimiento y la vida útil de ella.

La recopilación de información documental suele ser el primer problema que se afronta, pues en proyectos antiguos es difícil encontrar datos y en muchos casos sólo se dispone de planos geométricos. La revisión de toda la documentación permite conocer los criterios de diseño empleados, las hipótesis de cálculo, las características de los materiales, etc. Esta revisión se deberá efectuar con antelación a la visita preliminar a la estructura, a fin de familiarizarse con ella.

### **5.5.2 Visita preliminar.**

Esta fase es la base para los trabajos de evaluación ya que además de permitir que el personal responsable se familiarice con la estructura, permite hacer una valoración inicial de las condiciones de la obra, además de otras de índole práctica que tienen influencia en la selección de los métodos a emplear, como son la identificación de los requerimientos de acceso a los sitios difíciles y de seguridad necesaria para realizar los trabajos.

La inspección visual deberá cubrir los diferentes elementos del puente, documentando por escrito y con fotografías, croquis y planos, los deterioros observados. De esta visita se puede definir un plan de medidas complementarias así como de las fechas y condiciones de la investigación.

### **5.5.3 Previsiones necesarias.**

De la observación preliminar se pueden establecer las necesidades de seguridad y equipo necesario para la realización de las pruebas. Los trabajos de inspección y prueba requerirán con frecuencia de equipo especial de acceso a los distintos elementos del puente.

Hoy en día existen medios mecánicos autotransportables que pueden desplegar una plataforma bajo el puente. En puentes pequeños suelen utilizarse andamios y escaleras que facilitan el acercamiento a zonas de difícil acceso. En ocasiones será necesario utilizar embarcaciones para hacer una revisión de los elementos de la subestructura y quizá pueda requerirse de inmersiones para la inspección subacuática de elementos tales como zapatas y pilas.

La seguridad del personal de inspección así como del público en general es de gran importancia; por ello habrá que colocar señalamientos apropiados, dotar de equipo a los trabajadores tal como cinturones de seguridad y chalecos de colores visibles. Se deberán prever las condiciones para brindar la máxima seguridad, lo que disminuirá el riesgo de accidentes que traigan consigo responsabilidades penales y civiles tales como el pago de indemnizaciones.

#### **5.5.4 Planeación detallada de ensayos.**

Una vez establecidos los objetivos de la inspección se esta en condiciones de hacer una elección detallada de los métodos de prueba a ser empleados, mismos que podrán basarse en el conocimiento de las restricciones identificadas durante las visita preliminar a la estructura. Una inspección visual detallada es usualmente necesaria para establecer los lugares precisos y la extensión de las pruebas a realizar.

Entre las consideraciones importantes para hacer la elección de los métodos de prueba a utilizar se tienen:

- a) La disponibilidad y confiabilidad de calibraciones previas, las cuales son utilizadas para relacionar las mediciones efectuadas en los especímenes con las propiedades reales de los materiales.
- b) El efecto del daño, el cual se relacionará con la apariencia superficial de la muestra y la probabilidad de inducir daños estructurales debidos a ensayos en miembros de sección pequeña.
- c) Las limitaciones prácticas, entre las que destacan las características del miembro a ensayar (tipo y tamaño), la condición superficial, la condición de la zona de prueba así como la seguridad del personal encargado de realizar los ensayos y el público en general, durante el tiempo que dure la investigación.
- d) Las consideraciones económicas, ya que se tiene que valorar el costo de los trabajos de investigación, incluyendo el de las demoras que pudieran surgir durante su desarrollo, lo que puede ocasionar costos adicionales muchas veces no considerados. Los presupuestos disponibles para la ejecución de las inspecciones especiales pueden imponer restricciones en la elección de los métodos de prueba así como la extensión de éstos.
- e) La precisión requerida, la que no sólo estará influida por el método de prueba elegido, sino también por el número de puntos a examinar para lograr resultados significativos.

La organización y planeación detallada del método y número de ensayos previstos redundará en beneficios económicos así como la confiabilidad de los resultados obtenidos. En muchos casos será necesario combinar métodos de prueba no destructivos, relativamente baratos, con exámenes de mayor precisión y costo, por ejemplo la extracción de corazones de concreto, los cuales son especialmente valiosos debido a que se les puede aplicar un gran número de ensayos de laboratorio para relacionar las características del material y su durabilidad.

Los resultados de cada fase de prueba deberán ser analizados de acuerdo a los requerimientos previamente acordados, antes de continuar con las siguientes pruebas.

Es importante subrayar que algunas pruebas son especialmente sensibles al procedimiento de ejecución, aún cuando en muchos casos sólo sea posible obtener estimaciones aproximadas de las propiedades requeridas por medios comparativos. La habilidad y destreza del operador serán siempre factores que influirán en la confiabilidad de los resultados obtenidos.

### **5.5.5 Ejecución de ensayos.**

Existen dos aspectos fundamentales que deben ser previstos durante la programación de las pruebas: la localización de los sitios de prueba y los números de prueba adecuados para obtener resultados confiables. Estos aspectos son básicos para la obtención de resultados adecuados que permitan evaluar correctamente la condición de la estructura sujeta a investigación y deberán ser efectuados de acuerdo a los estándares establecidos o aceptados en la práctica.

La localización de los sitios de prueba depende enteramente del propósito de la investigación, sin embargo, es un hecho que las pruebas deberán concentrarse en las partes de la estructura donde se muestran signos de deterioro o en aquellas donde se sospeche la existencia de algún daño. Es importante que las pruebas desarrolladas para verificar el cumplimiento de las especificaciones de los materiales sean efectuadas en múltiples ocasiones, para obtener resultados representativos de elementos relevantes del puente. Las pruebas para verificar la resistencia de la estructura se concentrarán en áreas críticas desde el punto de vista de altos esfuerzos o de baja resistencia. Si aspectos de durabilidad están envueltos en la investigación, deberá tenerse cuidado para permitir variaciones en las condiciones de exposición ambiental entre las diferentes partes de la estructura o del miembro bajo investigación. La posición de las pruebas deberán considerar los posibles efectos del acero de refuerzo sobre los resultados, si son necesarios puntos de prueba particulares deberán emplearse para evitarlo, así como cualquier restricción física impuesta por el método de prueba empleado.

El número de pruebas de carga que se realicen sobre una estructura deberá ser limitado y sólo desarrolladas sobre áreas críticas o bajo sospecha de daño. Las inspecciones visuales y los métodos de pruebas no destructivas pueden ser valiosas para la localización de esas regiones. En miembros de la estructura donde sean realizadas pruebas destructivas para proveer una calibración de pruebas no destructivas, se tomará



en consideración la ventaja de seleccionar lugares que proporcionen una gran cantidad de información sobre lo que a calidad de concreto se refiere.

Los sitios de prueba siempre se deberán señalar e identificar claramente para permitir una correcta interpretación y documentación de los resultados.

Será conveniente establecer un número adecuado de pruebas ya que éstas tienen una gran relación entre la confiabilidad de los resultados y el esfuerzo, tiempo y costo involucrado para su realización. La correcta selección del número adecuado de pruebas requeridas tiene un gran valor, ya que de esto depende que se alcance un nivel adecuado de confiabilidad, tomando en cuenta la variabilidad de las pruebas y de los materiales.

#### **5.5.6 Interpretación y reporte de resultados.**

La interpretación de los resultados de los exámenes realizados a un puente son particularmente importantes. El análisis preliminar y la interpretación son un proceso continuo a través de las diferentes etapas de la inspección especial. De esta manera se logrará el más eficiente uso de los recursos disponibles y se coadyuvará a maximizar el valor de la información obtenida durante la investigación.

La experiencia del ingeniero responsable de los trabajos es de vital importancia durante el desarrollo de la investigación pues él es el responsable de modificar, en su caso, la programación de los trabajos de acuerdo a los requerimientos específicos del puente que se halle bajo investigación. La interpretación de la información va desde la que ha sido obtenida en las valoraciones visuales de la estructura, hasta la que se obtiene por medio de rigurosos análisis y evaluaciones de las propiedades físicas de los materiales, mismas que sirven para como guía para la formulación de conclusiones.

Para el caso de resultados obtenidos por medio de los diferentes métodos de prueba existentes, la cantidad de información requerida para proveer un adecuado parámetro en un punto de prueba dado, variará de acuerdo a aquél que se haya empleado siguiendo procedimientos bien definidos.

### 5.5.7 Estrategias de solución para rehabilitaciones o reparaciones.

Si como resultado del desarrollo de una inspección especial se tiene la recomendación de efectuar trabajos de rehabilitación o de reparación en un puente, se deberá llevar a cabo una meticulosa revisión de las alternativas existentes para dejar la estructura en condiciones de servicio. Sin embargo, los trabajos de rehabilitación y reparación pueden ser iniciados por otros motivos:

- Para incrementar la capacidad de carga debido al incremento en las cargas de los vehículos;
- Con el fin de ampliar el ancho el puente;
- Si los daños, cuando aún no son muy serios, tampoco son aceptables desde el punto de vista estético.

En general, se tienen cuatro grupos principales de alternativas a considerar:

1. No se requiere tomar ninguna acción;
2. No hacer nada aceptando un nivel reducido de funcionalidad;
3. Reparar a un nivel aceptable de funcionalidad, pero con una Vida Útil Remanente reducida; y
4. Restablecer la funcionalidad del puente al nivel requerido.

En la **Tabla 5.3** se muestran diferentes casos de reparación atendiendo al tipo de daño. La elección de alguna de ellas se basa en los resultados de la evaluación del puente.

En el primer caso se ha establecido que el funcionamiento y la vida útil remanente son satisfactorios.

Cuando se repara el puente para asegurar un nivel aceptable de funcionalidad, considerando una vida útil remanente, se pueden realizar reparaciones anuales menores o bien, se repara cuidadosamente la estructura, extendiendo la vida útil remanente de 5 a 10 años más.

**Tabla 5.3 Relación entre el tipo de daño y los trabajos para solucionarlo.**

MANIFESTACION	CAUSA DEL DAÑO	
<ul style="list-style-type: none"> <li>Grietas estructurales amplias</li> <li>Falla del elemento</li> </ul>	<u>Error en el Diseño Estructural</u> <ul style="list-style-type: none"> <li>Detallado muy pobre</li> <li>Diseño escaso</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Reforzamiento</li> <li>Reemplazo</li> </ul>
<ul style="list-style-type: none"> <li>Esfuerzos por temperatura</li> <li>Contracción plástica</li> <li>Contracción por desecado</li> <li>Asentamiento plástico</li> <li>Juntas frías</li> <li>Apanalamientos</li> </ul>	<u>Construcción</u> <ul style="list-style-type: none"> <li>Mala construcción</li> <li>Errores constructivos</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Reparación parcial</li> <li>Rehabilitación</li> <li>Reemplazo</li> </ul>
<ul style="list-style-type: none"> <li>Grietas estructurales</li> <li>Falla del elemento</li> </ul>	<u>Sobrecargas</u> <ul style="list-style-type: none"> <li>Cargas subestimadas</li> <li>Inobservancia en limitación a cargas</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Acciones preventivas</li> <li>Reforzamiento</li> <li>Reemplazo</li> </ul>
<ul style="list-style-type: none"> <li>Grietas estructurales</li> <li>Falla del elemento</li> </ul>	<u>Cargas accidentales</u> <ul style="list-style-type: none"> <li>Inundaciones</li> <li>Terremotos</li> <li>Impacto</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Acciones preventivas</li> <li>Rehabilitación</li> <li>Reemplazo</li> </ul>
<ul style="list-style-type: none"> <li>Desconchamiento</li> <li>Escamamiento</li> <li>Corrosión</li> <li>Manchas de corrosión</li> </ul>	<u>Impacto ambiental</u> <ul style="list-style-type: none"> <li>Reacciones químicas:</li> <li>Cloruración</li> <li>Sulfatos</li> <li>Carbonatación</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Acciones preventivas</li> <li>Reparación parcial</li> <li>Rehabilitación</li> <li>Reemplazo</li> </ul>

La alternativa de restablecer la funcionalidad del puente al nivel requerido e incrementar la vida útil del mismo, se puede realizar:

- a) Reparando o reforzando los elementos;
- b) Reemplazando los elementos principales; o
- c) Reemplazando el puente.

Este grupo de alternativas evidentemente se presenta cuando las condiciones de la estructura hacen peligrar su estabilidad y la seguridad de sus usuarios.

Es indispensable precisar que Vida Útil Remanente de un puente significa el tiempo que queda hasta que es indispensable realizar una rehabilitación por razones de funcionalidad o de seguridad estructural.

Para determinar la estrategia a seleccionar, además de la información que ha arrojado la inspección especial, se tiene la vida útil remanente, la posibilidad de un incremento

considerable en los costos de rehabilitación y la necesidad de medidas preventivas, entre otras. Por lo anterior, el año recomendado de rehabilitación esta determinado por el juicio de los ingenieros.

### 5.5.8 Análisis económico de las estrategias.

Si se ha determinado que es necesario efectuar algún trabajo de rehabilitación o de reparación, se pueden diferir los trabajos necesarios mientras no se ponga en peligro a la estructura o a los usuarios. Otra razón por la que se difieren los trabajos es la carencia de recursos económicos para llevarlos a cabo. Esto en nuestro país ocurre con frecuencia debido a las dificultades técnicas para la asignación de recursos destinados para este fin.

La evaluación económica se basa en la comparación de los costos totales para la alternativa seleccionada. El costo total incluye todos los costos necesarios para mantener el funcionamiento del puente en la vida útil requerida para la solución específica de rehabilitación considerada.

El valor neto presente de una inversión  $A$  requerida para efectuar los trabajos en el año  $n$  posterior al presente se puede obtener con la siguiente expresión:

$$\frac{A}{(1+r)^n}$$

donde:

- a)  $A$  es el costo total neto de los trabajos, a valor presente;
- b)  $n$  es el año posterior al que se utilizó para determinar el costo total neto; y
- c)  $r$  es la Tasa de descuento corregida para la inflación (Tasa de descuento es igual a la tasa de interés menos la inflación).

### **5.5.9 Reporte final.**

Para facilitar la comparación de reportes de inspecciones especiales realizadas por diferentes personas y en diferentes tiempos y localidades, así como para no olvidar aspectos importantes de la inspección, el reporte de actividades y observaciones es realizado usando tablas estandarizadas de contenidos (**Anexo 1**).

El reporte de una inspección especial contiene una sección de texto y otra de apéndices con los registros detallados de las observaciones realizadas en la estructura. La primera sección está integrada por datos como la identificación del reporte, un resumen, las causas que motivaron la inspección, los antecedentes, los registros obtenidos, la evaluación de los registros, las estrategias de reparación, así como las actividades sugeridas. En la segunda sección, llamada de apéndices, se incorpora al reporte anexos tales como fotografías, croquis, análisis económicos, etc. A continuación se detallan estos aspectos.

#### **5.5.9.1 Sección de información.**

Como se ha mencionado en esta sección se describirá la información medular de los trabajos de inspección. En ella se deberá incluir información detallada de:

a) Página de identificación. La carátula del reporte de la inspección especial debe contener la siguiente información:

- Identificación del puente.
- “Inspección Especial de .....(los componentes en cuestión)”, v.g. “Inspección Especial de vigas y apoyos”.
- Identificación de los ingenieros responsables de la inspección (nombre y compañía).
- Fecha de realización de la inspección especial.

b) Resumen. El resumen deberá contener toda la información relevante de todos los capítulos del trabajo, en forma corta. Deberá incluir con mucho detalle, si es posible, la descripción de los registros y las conclusiones sobre el daño del puente. Comprenderá la extensión de las pruebas y registros, conclusiones sobre la causa y extensión del daño y la estrategia propuesta de reparación incluyendo una estimación del costo de los trabajos, así como la fecha sugerida para su realización.

c) Motivo para la realización de la inspección especial. Este capítulo dirá por qué y por quién se inició la inspección. Mencionará los componentes del puente que son objeto de la inspección y que daño visible ha sido registrado.

Normalmente una inspección especial ha sido requerida a partir de una inspección principal, los reportes de la inspección principal contendrá la información necesaria para el desarrollo de este capítulo.

Si otros componentes además de los del reporte de la inspección principal son incluidos, deberá mencionarse porqué.

d) Documentación antecedente. Este capítulo enlistará el material antecedente que se encuentra disponible para la inspección, tal como:

- Reporte de inventario y de inspección principal.
- Planos, dibujos y croquis.
- Cálculos estructurales e hidráulicos.
- Especificaciones del concreto y el acero empleados durante su construcción.
- Reportes de inspecciones especiales previas o de puentes con daños similares.

e) Registros. Este capítulo describe los registros efectuados para cada método de prueba empleado, la extensión y la localización de los puntos de prueba. Un resumen de los resultados deberá ser incluida. El detalle de todos los registros se concentrará en los apéndices.

f) Evaluación de los registros. En este capítulo los ingenieros responsables describirán los probables mecanismos y las causas que originaron el daño, basados en los registros. Deberá incluirse una descripción del desarrollo.

El mecanismo del daño deberá describirse en detalle. Esto significa que en caso de corrosión, por ejemplo, “suelo salino” no es una explicación suficiente. Se deberá explicar de donde proviene el agua presente en el suelo, si los cloruros han alcanzado el acero de refuerzo, etc.

Es también importante explicar las diferencias en la apariencia de los daños: ¿porqué sólo algunas columnas presentan daños y las otras no?, etc.

g) Estrategias de reparación. En este capítulo se incluirán las estrategias relevantes de reparación para el puente. La descripción de cada estrategia deberá comprender:

- Una descripción general de la estrategia.
- Lista de todas las actividades seguida del año y costo de la reparación.
- Descripción de los problemas de tráfico que se ocasionen, incluyendo cálculos de costos para el usuario. Recordemos que no tomar ninguna acción puede ser una de las posibles estrategias. Esta estrategia no tendrá costos por mantenimiento o reparación pero puede implicar costos para los usuarios.

h) Recomendaciones de acciones futuras. Este capítulo describirá las recomendaciones del ingeniero respecto a futuras actividades.

Normalmente la recomendación estará relacionada con la estrategia de reparación que implique el menor costo y que sea la óptima.

Como sea, en algunos casos la recomendación puede ir más allá, sugiriendo investigaciones más detalladas sobre algunos aspectos observados, o sobre monitorear el desarrollo del daño durante algún tiempo antes de emitir las conclusiones finales.

#### **5.5.9.2 Apéndices.**

El reporte de la inspección especial deberá contener apéndices que ilustren detalladamente la información proporcionada en el cuerpo del reporte (**Ver Anexo 1**). Estos contendrán información relevante incluida en los siguientes apéndices:

- a) Reporte de inventario y de la inspección principal. Incluirá una fotocopia del último inventario y de la última inspección principal realizada al puente. Como la inspección especial proporciona un mejor conocimiento del daño del puente desde la inspección principal, el reporte de ésta deberá ser revisado y posibles correcciones podrán ser hechas, anotándolas a mano.
- b) Extractos de dibujos y croquis complementarios. Esta información suele ser útil para describir detalles del diseño del puente así como del daño presente en él.
- c) Lista de verificación de métodos de inspección, la que es usada en la planeación y ejecución de una inspección especial en el campo. Se incluye en el reporte porque provee una visión de los métodos usados.

d) Croquis. La orientación general del puente y los componentes bajo investigación, la numeración de los elementos, los patrones de daño y los posibles resultados de algunas pruebas son más convenientemente mostrados en croquis, pues permiten apreciar de forma general su estado.

Una revisión de los esquemas de la estructura generalmente mostrará los registros de la extensión del daño y de su apariencia. Se recomienda no incluir mucha información en un solo croquis, es mejor hacer uno extra para no correr el riesgo de sufrir alguna confusión.

Siempre se deberán anotar las dimensiones de los componentes del puente en cuestión (diámetro de la columna, altura, etc.).

e) Relación de registros. Esta forma es usada para registrar resultados de pruebas que no figuren en las formas especializadas.

f) Resultados de pruebas de contenido de cloruros. Esta forma es utilizada para registrar las medidas de contenido de cloruros, con figuras y diagramas de perfiles.

g) Fotografías. Las fotografías deberán siempre incluir:

- Fotografías que muestren una vista general, un acercamiento, la superficie y la elevación del puente en cuestión.
- Fotografías que muestren el arreglo general de los componentes bajo investigación.
- Fotografías que describan el daño de la estructura. Vistas generales y acercamientos.
- Fotografías que muestren detalles de los registros, por ejemplo acero de refuerzo expuesto, corazones de concreto, etc.

h) Macro análisis de corazones de concreto. Registros obtenidos del escrutinio de los corazones, describiendo la calidad del concreto, deficiencias internas, etc.

i) Análisis económicos. Este apéndice contendrá el resultado del análisis económico con cálculos de valor presente de las estrategias bajo investigación.

j) Otros. En algunos casos es apropiado incluir otros apéndices que contengan información complementaria a la información ya asentada en el reporte.



## **CAPITULO VI**

### **TECNICAS DE DETECCION Y EVALUACION**

## CAPITULO VI

### TÉCNICAS DE DETECCIÓN Y EVALUACIÓN

#### 6.1 TIPOS DE ENSAYOS

Para determinar las condiciones del concreto de un puente se han desarrollado diversas técnicas de evaluación de las características y condiciones de este material. Entre ellas se incluyen las que deben efectuarse en un laboratorio a causa del equipo y el control de los trabajos que se requieren. En el pasado muchas de estas pruebas consumían demasiado tiempo debido a que se tenía que obtener un espécimen del concreto de la estructura para poder analizarla en condiciones de laboratorio, lo cual provocaba en muchas ocasiones que se dañara la estructura al obtener una muestra de ella.

Debido a la evolución en los métodos de investigación de las propiedades y características del concreto, se cuenta actualmente con una gran diversidad de técnicas que pueden aplicarse en el sitio mismo de la estructura, ocasionándole un daño mínimo e inclusive nulo.

Ahora se clasifican los diversos métodos de evaluación en tres categorías: pruebas destructivas, semidestructivas y no destructivas, atendiendo el grado de daño que provocan a las estructuras.

##### 6.1.1 Pruebas destructivas.

Se conoce como pruebas destructivas a aquéllas que ocasionan un daño mayor a la estructura bajo investigación. Quizá la más representativa de éstas sea la extracción de corazones, pues su aplicación consiste en retirar una muestra de concreto de forma cilíndrica que puede tener un diámetro hasta de 150 mm. Este tipo de pruebas fue muy empleado en el pasado ya que la principal característica del concreto que se investigaba era la resistencia a la compresión y ésta sólo podía medirse en un espécimen tomado directamente de la estructura.

Con la aparición de nuevas tecnologías de prueba, se fue sustituyendo la extracción de corazones de concreto por métodos más refinados, que causan un daño considerablemente menor a la estructura en estudio.

### 6.1.2 Pruebas no destructivas.

Se han desarrollado técnicas de evaluación del concreto que permiten valorar directa e indirectamente la resistencia del concreto *in situ*. Con ello se evita causar algún daño a la superficie del concreto que se está investigando. Entre los métodos considerados como no destructivos se tienen las medidas de pulsos ultrasónicos, la prueba del eco-impacto, la prueba de carbonatación y la prueba del martillo de rebote.

Para propósitos comparativos de la calidad del concreto, las pruebas no destructivas son las más eficientes y su rapidez de ejecución permite que un gran número de lugares sean rápidamente examinados. Para examinar el concreto de un miembro de la estructura se sugiere tomar al menos 40 localidades del mismo, ubicadas en una retícula trazada en él, aunque si se van a comparar los resultados en dos miembros similares se puede tomar un menor número de puntos, pero considerando posiciones similares. Si es necesario recurrir a otro tipo de métodos, tales como las pruebas parcialmente destructivas, hay más restricciones prácticas en cuanto al número de posiciones a examinar, por lo que el examen será menos amplio.

### 6.1.3 Pruebas semidestructivas.

Existe una tercera categoría de pruebas llamadas semidestructivas o parcialmente destructivas, debido a que después de su realización quedan pequeñas huellas de los trabajos realizados en la estructura. Estas ligeras marcas pueden permanecer sin que sea necesaria reparación alguna.

En la **Tabla 6.1** se muestran las características de los principales métodos de prueba, indicándose el nombre de la prueba, la propiedad a investigar, el tipo de equipo empleado, la extensión del daño causado y la categoría de la prueba.

## 6.2 PRUEBAS DESTRUCTIVAS

Como se mencionó anteriormente, este tipo de pruebas ha perdido terreno en el campo de la evaluación de estructuras de concreto. En el caso de puentes, se utilizan limitadamente en aquellos casos en los que es necesario evaluar alguna condición del concreto que no puede medirse de otra manera; por ejemplo para analizar la distribución del agregado dentro de una estructura. Es la extracción de corazones la más

representativa de este grupo de pruebas, pues su aplicación implica dañar a la estructura en estudio.

### **6.2.1 Extracción de corazones de prueba.**

El principal propósito de medir la resistencia en especímenes de prueba es cuantificar la resistencia del concreto en la estructura real. Para determinar la resistencia y la calidad del concreto empleado en una obra se preparan especímenes de prueba (cilindros) que posteriormente se prueban a compresión para determinar su resistencia. Sin embargo, se puede comprender que los especímenes de prueba que se toman para verificar la calidad del concreto de una obra en construcción, no tendrán la misma resistencia que el concreto colocado en su sitio final, pues variarán las condiciones de colado y compactación. Por ello se desarrolló una técnica para extraer corazones de concreto del interior de una estructura en servicio, ya que este material tendrá las características reales de compactación y curado, lo que permitirá obtener valores de resistencia más reales.

Para obtener un corazón de concreto es necesario extraerlo de la estructura con la ayuda de una herramienta rotatoria cortante con broca de diamante. De esta manera se obtiene un espécimen cilíndrico que a veces contiene fragmentos de acero de refuerzo y que normalmente tiene sus extremos con una superficie irregular en vez de plana. El corazón debe sumergirse en agua, cabecearse y probarse a compresión. El ACI recomienda efectuar la prueba en seco, ya que según algunas pruebas realizadas la resistencia obtenida en pruebas en seco es 10% más elevada que la obtenida cuando se prueban los corazones en estado húmedo.

El número de corazones necesario para alcanzar una exactitud dada en lo que se refiere a la resistencia del concreto *in situ*, se encuentra aún en discusión. Cuando los corazones se usan para obtener un indicador directo de resistencia y sirven también como una base de calibración para otros métodos, es necesario tomar suficientes corazones para proveer información con una adecuada precisión. Es también esencial considerar que los resultados se relacionarán únicamente con las regiones examinadas y éstas deberán ser, por tanto, seleccionadas para obtener el máximo beneficio. Se recomienda tomar al menos cuatro corazones de cada zona considerada como sospechosa.

Existe una norma inglesa que especifica el empleo de corazones de 150 o 100 mm de diámetro; no obstante, se han utilizado corazones de 50 mm. Se recomienda no utilizar

corazones muy pequeños, pero si no puede evitarse su empleo, debe emplearse el triple de corazones pequeños que de corazones de 100 o 150 mm.

Cuando el corazón extraído contiene acero de refuerzo transversal se puede esperar algún efecto en su resistencia. Se supone que en esta condición baja la resistencia del espécimen de 5 a 10%.

Un factor adicional que debe considerarse al evaluar la resistencia de los corazones, es la posición del concreto recortado en la estructura. Los corazones tienen por lo general la resistencia más baja cerca de la capa superior de la estructura, ya sea que se trate de una columna, un muro, una viga o una losa.

### **6.3 PRUEBAS NO DESTRUCTIVAS**

En este grupo se incluyen pruebas de resistencia, pruebas químicas y pruebas de medición de la corrosión. Aquí se describen algunas de ellas.

#### **6.3.1 Prueba de resistencia a la penetración.**

Una prueba conocida como la Sonda de Windsor calcula la resistencia del concreto a partir de la profundidad que penetra una varilla metálica impulsada por una carga estipulada de energía. El principio en que se funda es que, para condiciones estándar de prueba, la penetración de la varilla es inversamente proporcional a la dureza del agregado. Para ello, es necesario determinar la dureza del agregado en una escala establecida, de la cual se tienen tablas y gráficas de resistencia a la penetración para diferentes tipos de agregado, aunque se recomienda establecer correlaciones con la resistencia a la compresión de muestras estandarizadas.

Su realización es simple, sólo hay que disparar la pistola de prueba contra la superficie de la estructura y medir la profundidad de penetración de la varilla. La penetración usualmente varía entre 20 y 40 mm. Las sondas, como comúnmente se conoce a las varillas, se introducen en grupos de tres, cercanos entre sí y se emplea la penetración promedio para calcular la resistencia con la ayuda de las gráficas y tablas. Los valores calculados pueden alcanzar una precisión de hasta el 95% con un margen de error de  $\pm 20\%$ .

**Tabla 6.1 Características básicas de los principales métodos de prueba.**

<b>PROPIEDAD BAJO INVESTIGACION</b>	<b>PRUEBA</b>	<b>TIPO DE EQUIPO</b>	<b>CATEGORIA DE LA PRUEBA</b>
CORROSION DEL ACERO	Profundidad del refuerzo	Eléctrico	No destructiva
	Mediciones de potencial electrolítico	Eléctrico	No destructiva
	Mediciones de resistividad	Eléctrico	No destructiva
	Profundidad de carbonatación	Químico y microscópico	No destructiva
	Penetración de cloruros	Químico y microscópico	No destructiva
CALIDAD, DURABILIDAD Y DETERIORO DEL CONCRETO	Martillo de rebote	Mecánico	No destructiva
	Sondas de Windsor	Mecánico	No destructiva
	Velocidad de pulsos ultrasónicos	Electrónico	No destructiva
	Contenido de sulfatos	Químico	No destructiva
RESISTENCIA DEL CONCRETO	Extracción de corazones	Mecánico	Destructiva
	Pruebas de extracción	Mecánico	Parcialmente destructiva
	Prueba de adherencia	Mecánico	Parcialmente destructiva
	Prueba de desprendimiento	Mecánico	Parcialmente destructiva
INTEGRIDAD ESTRUCTURAL	Método del eco-pulso	Mecánico/electrónico	No destructiva

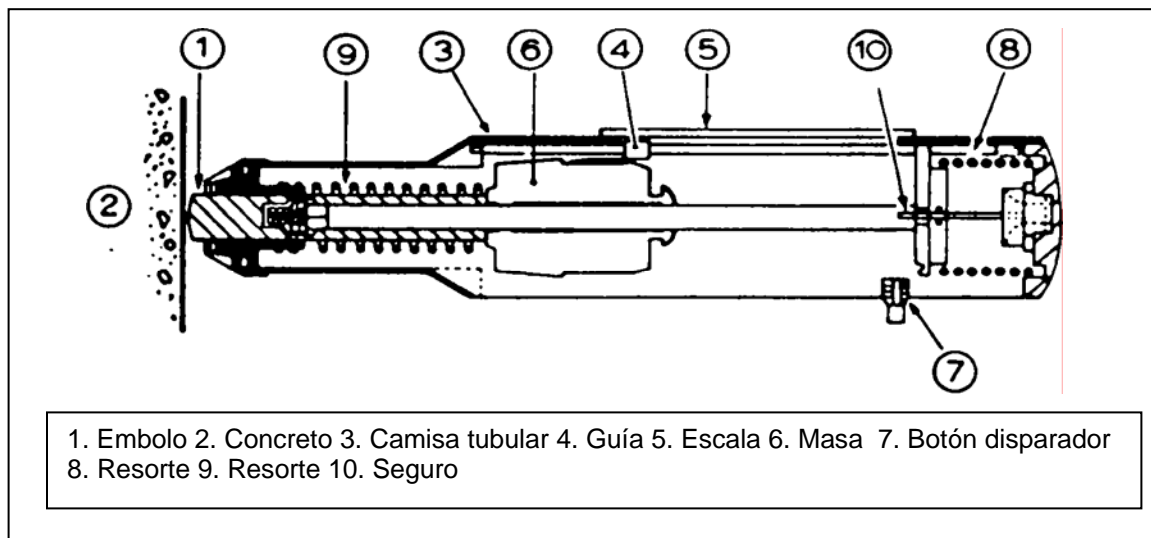
No debe perderse de vista que lo que básicamente se mide es la dureza superficial del concreto y que no se pueden establecer valores de resistencia absolutos dado el carácter local de la prueba. La prueba de resistencia a la penetración puede considerarse como no destructiva ya que el daño causado por las sondas de 6.3 mm es sólo local.

### 6.3.2 Prueba del martillo de rebote.

Existe una prueba llamada del martillo de rebote, martillo de Schmidt, martillo de impacto o esclerómetro. Se utiliza para determinar la dureza superficial del concreto.

Esta prueba se basa en el principio de que el rebote de una masa elástica depende de la dureza de la superficie sobre la que golpea la masa. En la prueba del esclerómetro, una masa impulsada por un resorte tiene una cantidad fija de energía que se le imprime al comprimir el resorte hasta una posición determinada; esto se logra presionando el émbolo del dispositivo empleado contra la superficie del concreto que se va a probar. Al liberarlo, la masa rebota del émbolo que aún está en contacto con el concreto y la distancia recorrida por la masa, expresada por una marca numérica como un porcentaje de la extensión inicial del resorte. A esto se llama número de rebote y es señalado por un indicador que corre sobre una escala graduada. El número de rebote es una medida arbitraria, ya que depende de la cantidad de energía almacenada en el resorte y del volumen de la masa. En la siguiente figura se muestra martillo de rebote (**Figura 6.1**).

**FIGURA 6.1 Martillo de rebote.**



La prueba es sensible a variaciones locales en el concreto; por ejemplo, la presencia de una partícula grande de agregado puede hacer variar el número de rebote obtenido en una medición en particular, respecto a los valores obtenidos en la misma serie de mediciones; por lo contrario, la existencia de huecos bajo la superficie del concreto arroja valores muy bajos. Debido a lo anterior, se recomienda tomar series de 10 o 12 lecturas distribuidas en el área de prueba y considerar un valor promedio como el representativo del concreto.

El examen del concreto con esta prueba puede considerarse como de naturaleza comparativa, ya que las aseveraciones de los fabricantes de esclerómetros en el sentido de que el número de rebote puede convertirse directamente en un valor de la resistencia del concreto no están justificadas. La dureza del concreto depende particularmente de las propiedades del agregado y puede ser afectada por las diferencias en las proporciones de la mezcla y por condiciones tales como la carbonatación del concreto. Sin embargo, la prueba es útil para medir la uniformidad del concreto y ayuda a verificar la calidad del material a lo largo de la estructura.

### **6.3.3 Prueba de velocidad del pulso ultrasónico.**

La medición de pulsos ultrasónicos ha sido aplicada con éxito para la detección de defectos en estructuras de concreto. Su uso es extenso ya que además de su fácil realización es un método que proporciona resultados instantáneos y no causa ningún daño a la estructura bajo estudio.

El principio del método de prueba se basa en medir el tiempo que tarda una onda ultrasónica en recorrer una distancia conocida. El tiempo de recorrido de una onda (o pulso ultrasónico) a través de un material sólido se verá afectado si ésta se tiene que desviar por causa de algún defecto que encuentre en su camino.

Debido a lo anterior, la calidad de algunos materiales puede determinarse por la velocidad del pulso ultrasónico, ya que al medir el tiempo tomado por una onda, para viajar de la superficie de la estructura a un defecto interno y regresar a ella, permite establecer la posición y extensión del defecto encontrado.

Para valorar la calidad del concreto por medio de la medición de la velocidad de los pulsos, es necesario tener un alto grado de precisión en los dispositivos empleados. Para ello se utiliza un aparato que genera pulsos ultrasónicos, mismos que son cuidadosamente medidos en su tiempo de transmisión. La distancia que los pulsos



recorren dentro de material de calibración deberá ser también medida para que la velocidad de transmisión pueda determinarse con la siguiente fórmula:

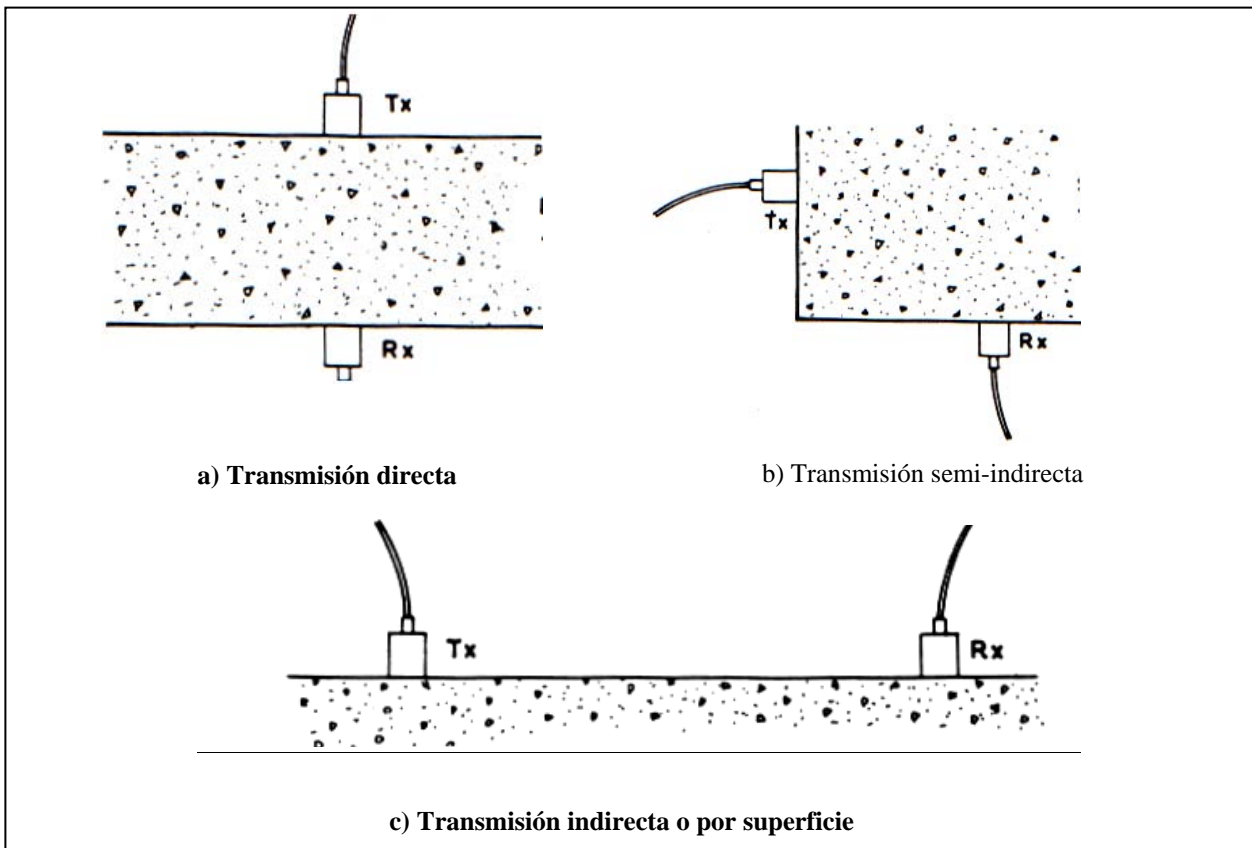
$$\text{Velocidad del pulso} = \frac{\text{Distancia recorrida}}{\text{Tiempo de transmisión}}$$

La velocidad de la onda no se determina directamente, sino que se calcula por el tiempo que tarda una pulsación en recorrer una distancia medida. El pulso ultrasónico - de aquí el nombre del método - se obtiene aplicando un cambio rápido de potencial proveniente de un impulsor transmisor a un transductor de cristal piezoeléctrico que emite vibraciones en una frecuencia dada. El transductor se pone en contacto con la superficie de concreto, de manera que las vibraciones pasan a través de éste y son recogidas por otro transductor (receptor) que está conectado en la cara opuesta del espécimen de prueba. El equipo de medición tiene un dispositivo que permite medir el tiempo a intervalos fijos. Así pues, a partir de la medición del desplazamiento de la señal de pulsación con relación a su posición cuando los transductores están en contacto directo entre sí, se puede medir el tiempo que tarda la pulsación en pasar a través del concreto con una precisión de  $\pm 0.1$  microsegundos. El instrumento de medición indica el tiempo empleado para que la parte inicial de la onda alcance el transductor receptor, a partir de que ésta ha dejado el transductor emisor.

La selección de las frecuencias ultrasónicas se basa en el hecho de que entre más elevada es la frecuencia empleada, menor es la dispersión de las ondas en la dirección a lo largo de la cual se mueven y, por lo tanto, más elevada es la energía recibida.

La posición de los transductores puede tener diferente arreglo. El arreglo de transmisión directa es el más adecuado debido a que una vez que las ondas son emitidas, viajan principalmente en dirección normal a la cara del emisor y, por consiguiente, van directamente al transductor receptor el cual se encuentra en la cara opuesta del elemento. Hay otro método llamado arreglo indirecto que es posible debido a que la emisión de la onda ultrasónica es esparcida por las discontinuidades del material investigado. En este caso los transductores se colocan sobre la misma cara del elemento de prueba y la energía detectada es sólo del 1 o 2% de la medida con el arreglo directo, por lo que la exactitud de las mediciones disminuye considerablemente. Existe un arreglo llamado semi-indirecto en el cual el plano de los transmisores es perpendicular uno de otro. En las **figuras 6.2 a), b) y c)** se muestran esquemas de los arreglos empleados.

**FIGURA 6.2 Métodos de propagación de pulsos ultrasónicos**



Las ondas transmitidas no viajan a través de las oquedades que encuentren en su camino dentro de un material y, como éstas impiden el paso directo de la onda, el aparato empleado indicará el tiempo tomado para rodear los huecos por la ruta más rápida. De esta manera es posible detectar grandes discontinuidades cuando se mide la velocidad de los pulsos ultrasónicos sobre una región en la que se sospecha que existen discontinuidades (grietas, apanalamientos, huecos debidos a una pobre compactación, etc.); y se puede verificar el deterioro del concreto debido a heladas o a la acción química, entre otras causas.

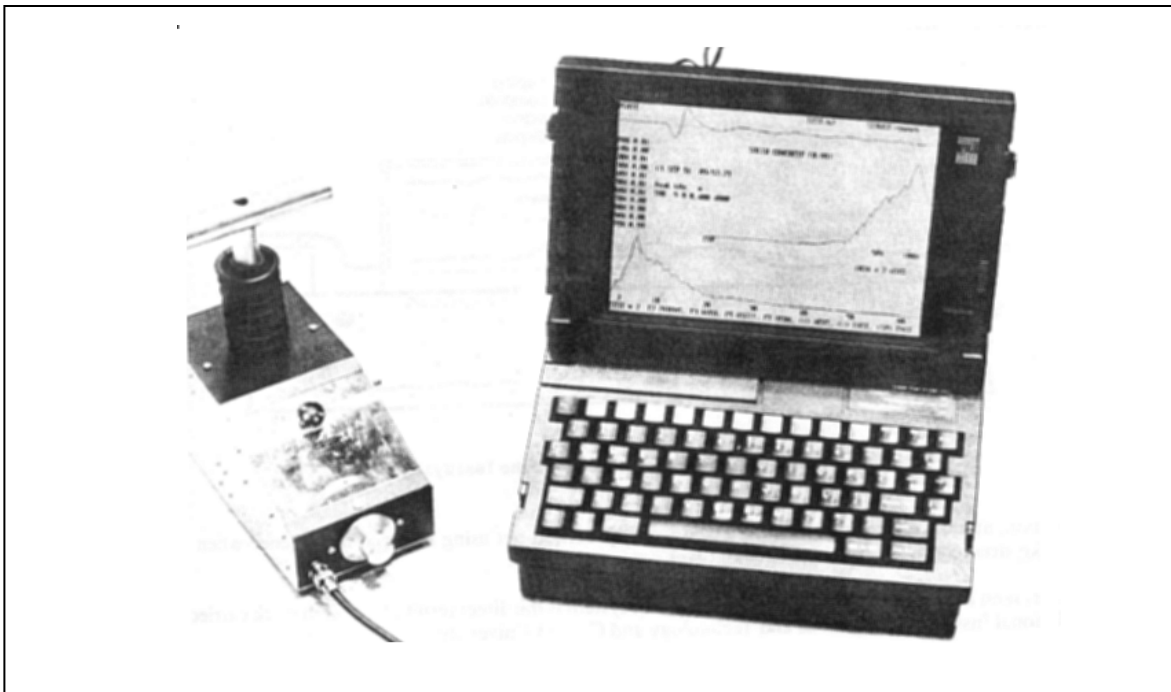
#### **6.3.4 Método de eco-impacto.**

El método de eco-impacto se basa en el método de mediciones de pulsos ultrasónicos y ha sido desarrollado en tiempos recientes (finales de los ochenta).

En este método una onda de esfuerzos es inducida en una estructura por medio de un impacto mecánico en un punto sobre la superficie de ella. Esta onda viaja dentro de la

estructura como ondas longitudinales (P) y transversales (S), y a través de la superficie como ondas Rayleigh (R). Las ondas (P) y (S) se propagan dentro de la estructura como ondas esféricas y son reflejadas por las grietas y discontinuidades internas y por los límites exteriores de la estructura. Un transductor de desplazamiento localizado cerca del punto de impacto se usa para monitorear los desplazamientos superficiales causados por la llegada de esas ondas reflejadas. Las ondas se reflejan al llegar a la superficie libre y se propagan de nuevo dentro de la estructura y se reflejan nuevamente por las interconexiones internas o por sus fronteras. Así, una condición de resonancia se establece por múltiples reflexiones de las ondas entre la superficie libre de la estructura y los defectos internos o las fronteras. Con la ayuda de un transductor que recibe las señales y que a su vez las transmite a una computadora, se transforma la señal de una onda de desplazamiento a una frecuencia de espectro. Esta frecuencia se refleja en la pantalla de la computadora y puede imprimirse para una posterior interpretación. Además, el espectro puede analizarse con la ayuda de programas de inteligencia artificial, lo que facilita el análisis de elementos tales como las losas de calzada de los puentes. **(Figura 6.3).**

**FIGURA 6.3** Equipo utilizado en el método de eco-impacto



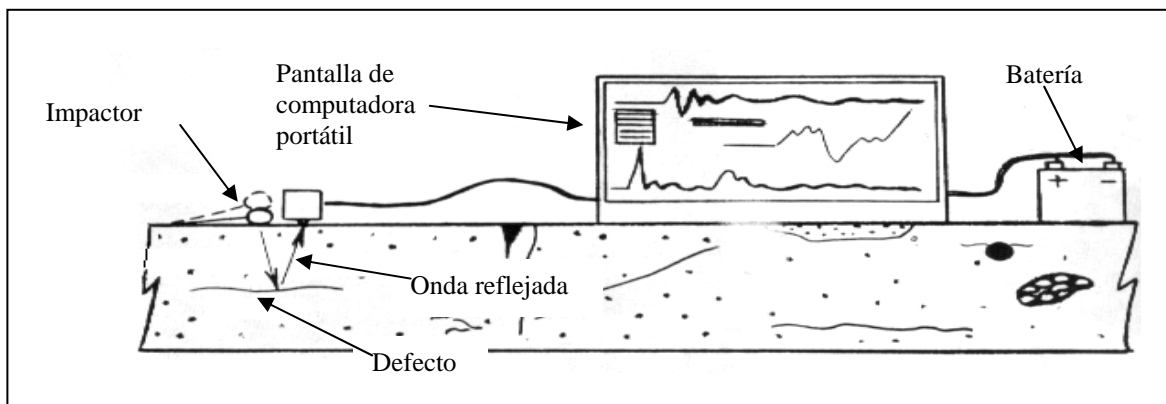
De manera específica un sistema de prueba de eco-impacto está formado por tres componentes: un inductor de esfuerzos, un transductor receptor y un equipo de cómputo

portátil. En los siguientes párrafos se describen estos componentes y su importancia en el método de prueba.

La elección de una fuente de impacto es muy importante, ya que existen esferas de acero macizo y esferas de acero hueco que se emplean como fuentes de impacto. El tiempo de duración del impacto (o tiempo de contacto  $t_c$ ) determina la frecuencia de los pulsos de esfuerzo inducidos en la estructura. La duración de los impactos producidos por los dispositivos comúnmente empleados varía de 10 a 80  $\mu$ s. La mayoría de la energía de un impulso puede considerarse como contenida en frecuencias menores a  $1.5/t_c$ . La duración del impacto determina el tamaño de los defectos que pueden detectarse por este método. Si la duración del impacto decrece, el pulso inducido es de una mayor frecuencia (menor amplitud de onda) y por lo tanto, pueden detectarse menores defectos. Los impactos de corta duración son también empleados para localizar defectos poco profundos, ya que las ondas producidas por impactos de corta duración tienen una capacidad limitada para penetrar en el concreto. Por lo tanto, la duración del impacto deberá ser elegida de tal manera que los pulsos generados tengan ondas con amplitud aproximadamente igual o menor que los siguientes parámetros: a) la dimensión lateral del defecto o interconexión a ser detectado; y b) dos veces la profundidad del defecto a detectarse.

El receptor es un transductor de desplazamiento de banda amplia consistente en un pequeño elemento piezoeléctrico colocado sobre un brazo cilíndrico, de forma cónica. La señal producida por este transductor es proporcional a la superficie normal de desplazamiento. Una hoja delgada de plomo se usa entre el elemento cónico y la superficie del concreto para completar el circuito y acoplar el transductor con la superficie irregular de la estructura. En los sistemas actualmente empleados, los impactores y los transductores están acoplados en un dispositivo que permite realizar la prueba en superficies horizontales, verticales o en superficies elevadas.

El tercer componente es una computadora portátil que se usa para registrar los datos obtenidos por el transductor, guardados en forma de ondas digitalizadas y para desarrollar un procesamiento y análisis de las señales capturadas. En la **figura 6.4** se muestra un esquema del método de eco-impacto.

**FIGURA 6.4 Esquema del método de eco-impacto.**

Con este método pueden ser identificados defectos tales como apanamiento del concreto, fisuras y huecos en elementos diversos, como losas, vigas, columnas, etc.; además, se puede establecer la profundidad de estos defectos; se pueden localizar huecos en conductos de acero de presfuerzo, delaminaciones en losas; calidad en la unión de dos capas de concreto, etc.

La velocidad de obtención de datos es casi instantánea pues se tarda menos de dos segundos en adquirir y procesar cada lectura efectuada.

### 6.3.5 Prueba de carbonatación.

La pérdida de alcalinidad asociada con la carbonatación de una zona superficial del concreto puede detectarse aplicando la Prueba de Carbonatación. Esta prueba se realiza vertiendo un indicador líquido sobre la superficie del concreto, la que puede corresponder a una fractura reciente o bien a grietas sobre la superficie en exploración. El color de la solución cambiará con las variaciones correspondientes al pH del concreto, mostrando tonalidades más oscuras en las regiones que no han sido afectadas por el fenómeno. La profundidad de carbonatación, llamada frente de carbonatación, se mide entonces por medio de una cinta, una regla u otro instrumento de mayor precisión.

El indicador que normalmente se usa es fenoftaleína (solución de alcohol al 1%). Después de la aplicación, el color de la superficie alcalina del concreto inmediatamente se tornará púrpura indicando un pH mayor a 9.5 mientras que las superficies carbonatadas permanecerán sin color (**Tabla 6.2**). El conocimiento de la profundidad de

carbonatación combinado con la edad de la estructura puede ser útil cuando se valora su durabilidad potencial y la probabilidad de futura corrosión.

De acuerdo a un reactivo comercial para la realización de la prueba, las tonalidades sobre la superficie del concreto analizado indicarán el valor del pH, de acuerdo con la siguiente escala:

**Tabla 6.2 Valores de pH de acuerdo al indicador de fenoftaleína.**

COLOR	ROJO	AMARILLO	VERDE	VERDE-VIOLETA	PURPURA
PH	5	7	9	11	13

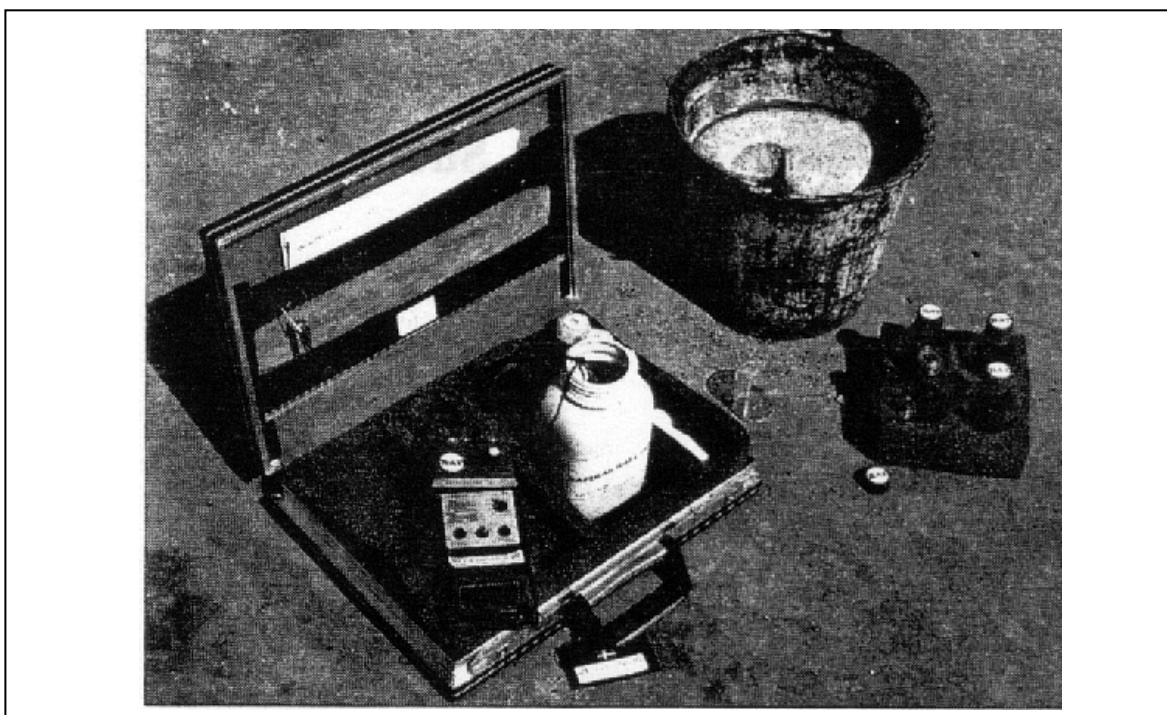
El avance del frente de carbonatación depende de muchos factores entre los que se incluyen aquellos asociados con la mezcla tales como la relación agua/cemento, el curado del concreto y las condiciones ambientales.

### 6.3.6 Determinación del contenido de álcalis.

La llamada prueba rápida de contenido de álcalis permite determinar en concreto fresco o endurecido el contenido de ácido soluble equivalente de  $\text{Na}_2\text{O}$ , definido como la suma de  $\text{Na}_2\text{O}$  y  $0.658 \times \text{K}_2\text{O}$ , expresado en  $\text{kg/m}^3$  de concreto. Una medición toma cerca de 15 minutos y puede realizarse en el sitio.

Para mediciones en concreto fresco se toma una muestra de  $0.1 \text{ dm}^3$  y para concreto endurecido se pulveriza una cantidad de 3.0 gramos y se mide por un método volumétrico simple. La muestra se disuelve en una cantidad específica de un líquido de extracción de álcalis. Después, con un juego de electrodos calibrados, uno de potasio y otro de sodio, conectados a un dispositivo de medición se efectúa la lectura, sumergiéndolos en la solución arriba mencionada. Cuando se estabiliza la medición, la lectura se transforma directamente a  $\text{kg/m}^3$  de  $\text{Na}_2\text{O}$  y a  $\text{kg/m}^3$  de  $0.658 \times \text{K}_2\text{O}$ , y sumados dan la cantidad equivalente de  $\text{Na}_2\text{O}$ . En la **figura 6.5** se muestra el equipo comúnmente empleado para la realización de esta prueba.

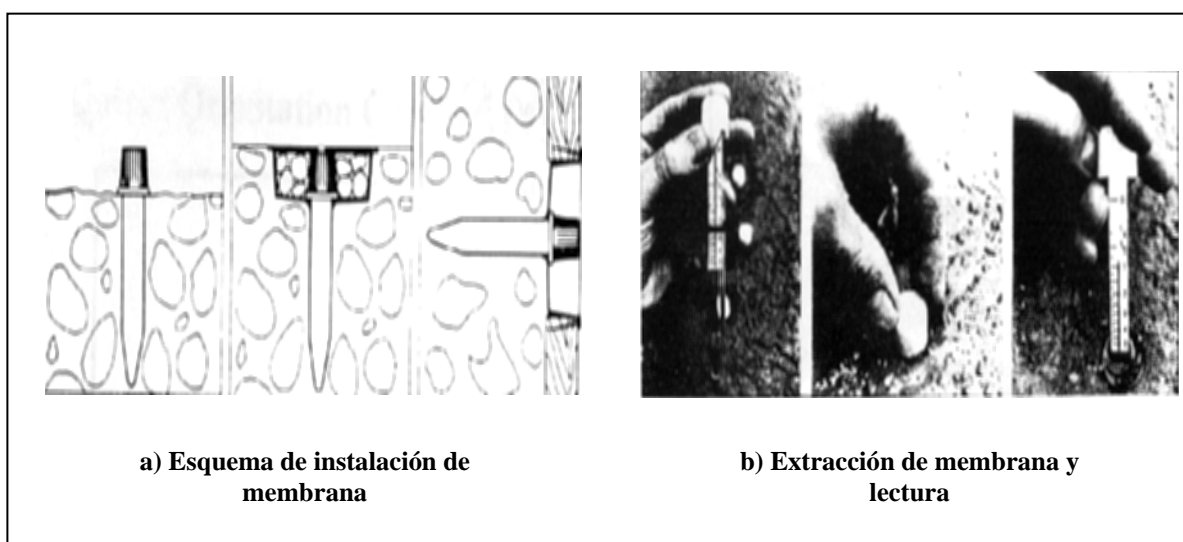
Debe recordarse que el contenido mínimo de álcali del cemento con el cual puede ocurrir una reacción reactiva es de 0.6% del equivalente de óxido de sodio (**Sección 4.5.1**). Esto se calcula como el  $\text{Na}_2\text{O}$  más  $0.658 \times \text{K}_2\text{O}$  del clínker. Dicho valor puede obtenerse empleando la técnica descrita.

**FIGURA 6.5** Equipo para la prueba rápida de medición de álcalis

### 6.3.7 Prueba de la humedad relativa.

Este método mide la humedad relativa en los poros del concreto (usualmente en los 10 mm más exteriores) entre el 40 y el 95% de la humedad relativa con una precisión de  $\pm 3\%$ . Dado que la aparición de las reacciones álcali-agregado depende entre otras cosas de las condiciones de humedad en el concreto, esta prueba se realiza para analizar las condiciones de humedad existentes en una estructura en la que se sospecha que se encuentra presente este fenómeno.

Para su desarrollo se taladra un agujero de 18 mm de diámetro a la profundidad requerida en la zona que va a ser probada y se inserta una cápsula de plástico que tiene una membrana delgada envuelta por un extremo con un conector de campana hermético, la que se deja por un tiempo. Después de aproximadamente 8 horas de estabilización, se logra el equilibrio entre la humedad del concreto y una pequeña cantidad de aire atrapado en la cápsula, en la cual existe una escala con cristales que cambian de color según el grado de humedad. La prueba se termina extrayendo el medidor de la campana hermética y registrando los valores obtenidos, mismos que indican el porcentaje de humedad relativa existente en el interior del concreto. En la **figura 6.6 a) y b)** se esquematiza la instalación y lectura de la cápsula de prueba.

**FIGURA 6.6 Prueba de humedad relativa**

### 6.3.8 Prueba rápida de cloruros.

Hasta hace poco tiempo la determinación de la cantidad de cloruros en el concreto fresco o en el concreto endurecido se realizaba mediante pruebas de laboratorio, lo que ocasionaba pérdidas de tiempo. El desarrollo de la prueba rápida de cloruros, RCT por sus siglas en inglés, proporciona un método rápido para determinar la cantidad de cloruros presentes en el concreto, en el lugar de la obra o en una estructura.

Para determinar los cloruros en el concreto fresco, se toma una taza de él (aproximadamente 0.1 litro) y se coloca en un recipiente junto con 290 ml de un ácido que libera los cloruros presentes en la mezcla, agitándose ésta durante cinco minutos. Una vez transcurrido este tiempo, se introduce en la solución un electrodo previamente calibrado y conectado a un medidor electrónico (voltímetro), del cual se obtienen lecturas que sirven para su determinación.

La calibración del electrodo se efectúa introduciéndolo en cuatro líquidos que contienen 0.005%, 0.020%, 0.050% y .500% de iones cloruro, respectivamente. Además, la calibración debe realizarse justo antes de introducirlo en la mezcla.

Para el caso del concreto endurecido, la cantidad de cloruros presentes en el concreto se obtiene pulverizando con un barreno de rotomartillo el concreto, obteniendo una muestra de 10 gramos de concreto pulverizado. Esta cantidad se coloca en una bolsa donde se llena y se compacta dentro de ella una cápsula de cristal, hasta alcanzar una marca que



indica que se tiene 1.5 gramos de polvo por masa de concreto. Esta cantidad se mezcla con el líquido de extracción de cloruros agitándose por 5 minutos. La cantidad de cloruros solubles en ácido, expresada como un porcentaje del peso del concreto, se determina directamente por medio de un electrodo calibrado, sensible a los cloruros, de acuerdo a los líquidos de calibración ya mencionados, conectado a un medidor electrónico. Las lecturas que se obtengan con ese medidor, en milivolts (mV), se traducen como el porcentaje de contenido de cloruros presentes por masa de concreto. Por ejemplo, una lectura de 55 mV indica un contenido de 0.047% Cl<sup>-</sup>.

Se considera que un 0.35% de ion cloruro por peso de cemento es suficiente para ser considerado como promotor del fenómeno de la corrosión, aunque ésta se presente en ocasiones con porcentajes menores del indicado.

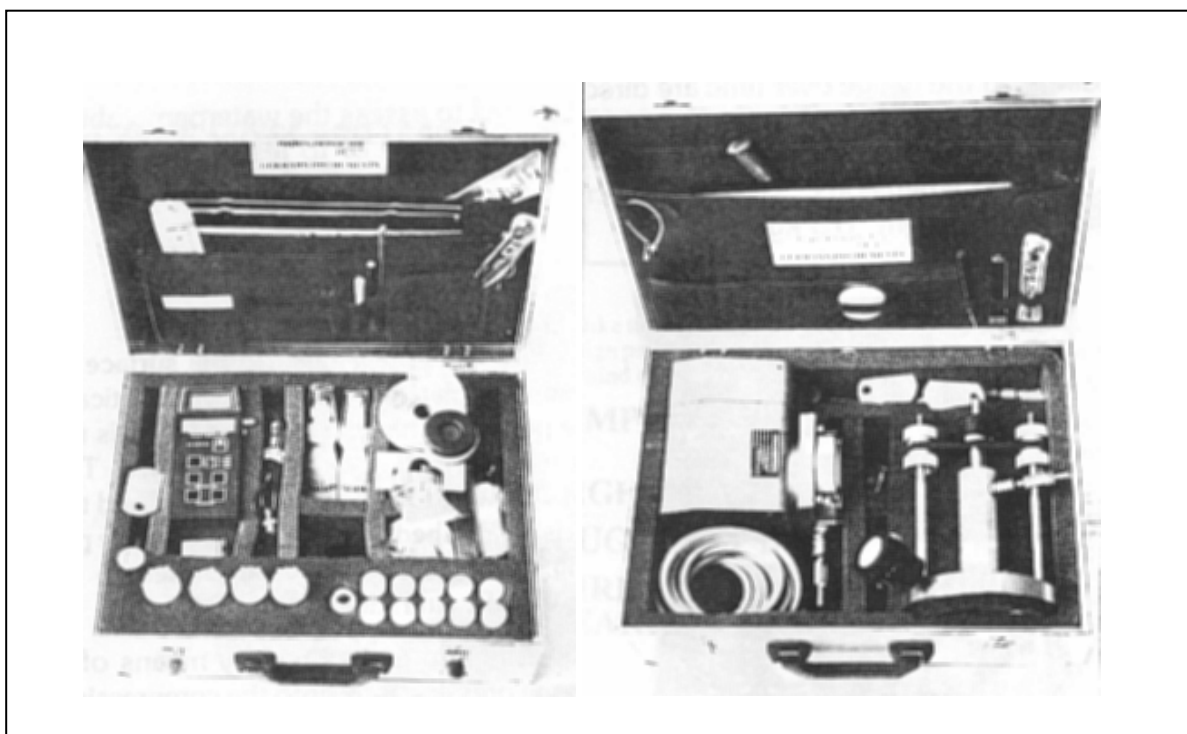
Las tomas de muestras se realizan a diferentes profundidades en el mismo lugar - usualmente en etapas de 5 mm- para determinar el perfil de cloruros. Combinando las medidas tomadas en la superficie de la estructura y las obtenidas a diferentes profundidades, se puede establecer con precisión dicho perfil. De éste, se puede calcular el coeficiente de difusión de cloruros y estimar la vida remanente de servicio de una estructura de concreto reforzado.

Examinando el perfil se puede identificar la probable fuente de cloruros y el mecanismo de penetración (agua de curado, suelo salino, agua de mar, cloruros libres en los agregados, cloruros en el aire, etc.).

La prueba rápida mide los cloruros adheridos así como los libres, de ahí que la muestra de concreto sea disuelta en un ácido que libera los cloruros adheridos.

Una evaluación del contenido de cloruros libres puede hacerse mediante mediciones en agua destilada en lugar de ácido. Los cloruros libres se disuelven rápidamente en el agua, mientras que los cloruros fijos en el concreto permanecen adheridos.

Otra ventaja de esta prueba, además de su rápida realización (para cada prueba se requieren 10 minutos aproximadamente) es que sólo se requiere de un mínimo entrenamiento para los operadores del equipo. En la siguiente ilustración se muestra el equipo empleado para la realización de la prueba (**Figura 6.7**).

**FIGURA 6.7 Equipo para la Prueba Rápida de Cloruros**

### 6.3.9 Determinación del contenido de sulfatos.

El principal método de identificación del ataque por sulfatos es la medición de su contenido en una muestra de concreto por medio de un análisis químico. Si el resultado de éste muestra que el contenido de sulfatos presente excede del 3% del contenido de cemento para concretos hechos con cemento Portland, se puede decir que el ataque químico está presente. Se recomienda que se efectúe paralelamente una prueba para determinar el contenido de cemento en la muestra empleada.

Otra manera de identificar el ataque por sulfatos es a través de un examen petrográfico, el que involucra un estudio microscópico de secciones delgadas de la muestra, para identificar la posible presencia de cristales de sulfoaluminato cálcico, conocido comúnmente como etringita. Dicho mineral se puede localizar a lo largo de fisuras dentro del concreto cuando se han desarrollado reacciones químicas entre el cemento y las soluciones de sulfatos presentes en el concreto. Esta técnica es muy precisa, pero la preparación de una muestra es muy costosa, razón por lo cual no es muy usada.

La Sociedad Americana para la Prueba de Materiales (ASTM) adoptó un procedimiento acelerado para medir la formación de etringita en un cubo de prueba (ASTM C 452). En

este procedimiento se mide la expansión de un espécimen de 25 por 25 por 285 mm que ha sido fabricado con una mezcla de cemento Portland con yeso añadido, y curado en agua por 14 días, mismo que contenía hasta antes de la hidratación un 7% de  $\text{SO}_3$ . Los resultados de la prueba suponen que se puede diferenciar la formación de etringita entre cementos con un alto y un bajo contenido de  $\text{A}_3\text{C}$ .

La ASTM en su reporte C-1012 ha establecido otro método de prueba para determinar la resistencia a los sulfatos, usando como espécimen de prueba un cubo de mortero 25 por 25 por 285 mm manufacturado con una proporción dada (1:2.75 cemento-arena), curado en agua caliente a 35 grados durante 24 horas antes de retirar el molde, y posteriormente a 23 grados en agua saturada de cal hasta que la resistencia a la compresión ha alcanzado un valor de aproximadamente 20 MPa y sumergiendo el cubo en una solución estándar durante seis meses. La solución está compuesta de 0.352 mol o 50 g/litro de  $\text{NaSO}_4$ .

Como puede verse, este procedimiento permite determinar qué tipo de cemento es más resistente a los sulfatos, pero no reproduce las condiciones de exposición de las estructuras sujetas al ataque de los sulfatos y por tanto no arroja resultados aplicables para la evaluación de sulfatos en estructuras en servicio.

Teniendo en cuenta que el ataque por sulfatos esta considerado como un ataque de tipo químico y que pueden desarrollarse ataques químicos por otras fuentes, se muestra en la **Tabla 6.3** una lista de sustancias que agreden al concreto.

#### **6.4 EVALUACIÓN DEL RIESGO Y EXTENSIÓN DE LA CORROSIÓN.**

La corrosión del acero de refuerzo es la principal causa del deterioro de puentes de concreto, razón por la que ha sido necesario desarrollar métodos que permitan evaluar su presencia y en su caso medir su extensión. Existen dos métodos de prueba, uno que mide el “potencial de media celda” o potencial electrolítico y otro la resistividad electrolítica del concreto. Ambas pruebas permiten evaluar la actividad corrosiva en el acero de refuerzo así como la calidad de la protección alcalina del mismo. La medición de potenciales y la magnitud de corrientes corrosivas permite establecer el riesgo potencial o en desarrollo de la corrosión. En la práctica el concreto tiene agrietamientos, desperfectos y partículas de agregados que pueden afectar la de difusión de corrientes electrolíticas en el interior del material, afectando el contacto uniforme con el refuerzo.

**Tabla 6.3 Velocidad de ataque de sustancias químicas agresivas en el concreto.**

VELOCIDAD DE ATAQUE A TEMPERATURA AMBIENTE	ACIDOS INORGANICOS	ACIDOS ORGANICOS	SOLUCIONES ALCALINAS	SOLUCIONES SALINAS	VARIOS
RAPIDA	CLORHIDRICO FLUORHIDRICO NITRICO SULFURICO	ACETICO FORMICO LACTICO	-----	CLORURO DE ALUMINIO	-----
MODERADA	FOSFORICO	TANICO	HIDROXIDO DE SODIO 20%	NITRATO DE AMONIO SULFATO DE AMONIO SULFATO DE SODIO SULFATO DE MAGNESIO SULFATO DE CALCIO	BROMO (GAS) SULFITO (LIQUIDO)
LENTA	CARBONICO	-----	HIDROXIDO DE SODIO 10-20% HIPOCLORITO DE SODIO	CLORURO DE AMONIO CLORURO DE MAGNESIO CIANURO DE SODIO	CLORO (GAS) AGUA DE MAR AGUA DULCE

En consecuencia, las mediciones de las características eléctricas del concreto reforzado proveen sólo una guía general de las condiciones de actividad corrosiva en su interior.

#### **6.4.1 Mediciones de recubrimiento.**

Esta prueba se realiza para determinar la profundidad del recubrimiento existente entre la cara expuesta del concreto y el acero de refuerzo. Se utiliza con frecuencia para localizar las varillas de refuerzo antes de iniciar otras investigaciones tal como la medición del potencial electroquímico (PEQ), la obtención de corazones, la realización de pruebas de extracción CAPO y LOK, etc.

Su aplicación práctica se basa en los cambios en las líneas de campos electromagnéticos. La presencia de barras cercanas causará cambios en las ondas electromagnéticas, emitidas por un equipo especial, las que pueden medirse pasando la cabeza de medición sobre la superficie arriba de las varillas. La cabeza de medición es una unidad encapsulada que contiene una cola de búsqueda. Como las ondas son dirigidas, la cabeza debe usarse siempre con su eje longitudinal paralelo a la posición esperada de la varilla. Un cable desde la cabeza se conecta a un aparato operado por baterías.

Existen aparatos que además de medir la profundidad del refuerzo, según sus fabricantes, distinguen entre el refuerzo horizontal y el vertical obteniendo precisiones en las lecturas de hasta  $\pm 0.1$ " o  $\pm 5\%$  de error, además que las medidas no son afectadas por las condiciones atmosféricas

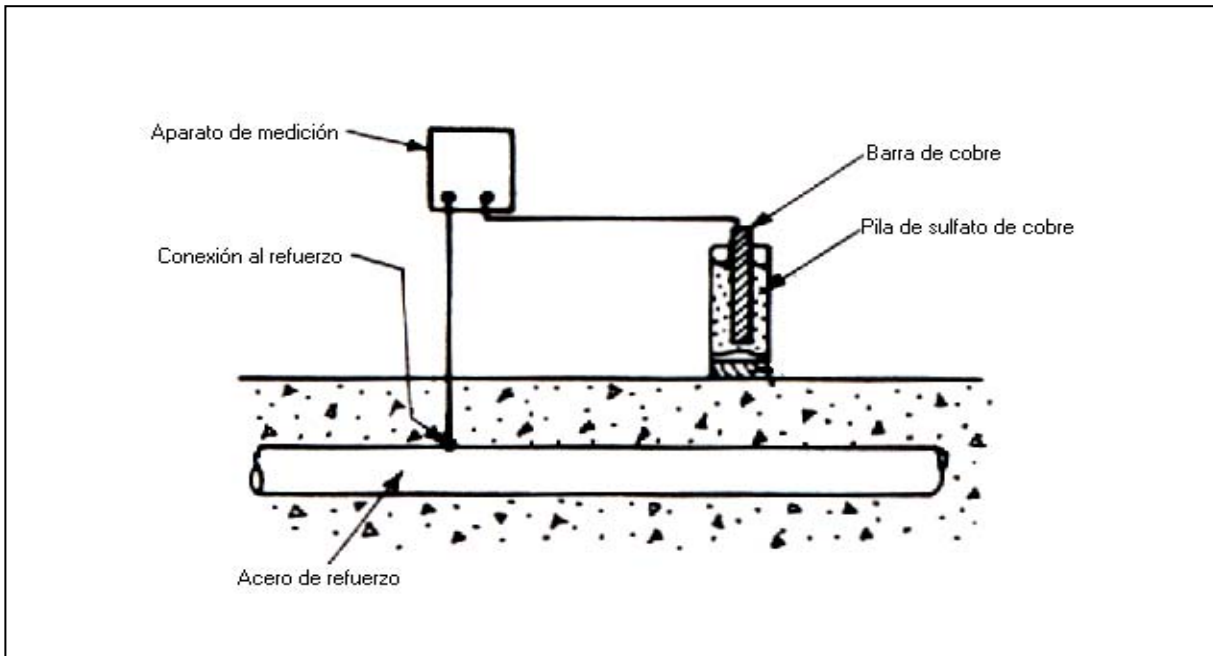
Resultados de pruebas efectuadas han demostrado que la inexactitud se incrementa de 5-10% a una profundidad del acero de 35 mm aproximadamente y a 15-25% a una profundidad de 60-70 mm.

#### **6.4.2 Mediciones de potencial electroquímico o de media celda.**

Este método se ha utilizado con éxito cuando se sospecha que existe corrosión del acero de refuerzo. Involucra la medición de la diferencia de potencial entre una barra de acero ahogada en el concreto y una "media celda" colocada sobre su superficie, como se muestra en la **Figura 6.8**. Esta media celda es usualmente una pila de cobre/sulfato de cobre o de plata/cloruro de plata. El concreto funge como un electrolito y

el riesgo de corrosión del refuerzo en la zona inmediata al lugar de la prueba puede relacionarse empíricamente con la diferencia de potencial medida.

**FIGURA 6.8 Esquema de la medición de potencial de media celda.**



El equipo utilizado permite que la prueba se efectúe de una manera parcialmente destructiva y muestra las regiones de la estructura con diferente potencial. Esta característica hace posible elaborar mapas de potenciales electroquímicos, los que facilitan la identificación de las zonas con diferente riesgo de corrosión.

Para el desarrollo de la prueba se requiere taladrar un pequeño agujero en el concreto para establecer contacto eléctrico entre el acero de refuerzo del miembro bajo investigación, el electrodo y el aparato de medición (voltímetro). A veces es necesario hacer preparaciones adicionales como el humedecimiento de la estructura.

El procedimiento de medición es el siguiente:

- 1) Se debe descubrir una varilla para efectuar la conexión eléctrica.
- 2) Se verifica el circuito eléctrico, conectado al acero de refuerzo:

- En columnas, se debe hacer contacto con el refuerzo de otra columna para verificar el circuito, con ayuda del voltímetro. La diferencia de potencial debe de ser cero para tener el circuito requerido. Si este es el caso, se usará la misma conexión durante toda la medición. Si la diferencia de potencial no es cero, verifíquese la conexión de la varilla. Si la conexión está bien, la conexión interna del refuerzo no es suficiente y se tiene que hacer contacto con cada columna.
  - En losas, se debe usar el procedimiento descrito anteriormente.
- 3) Debe establecerse una cuadrícula de medición en cada región que va a ser medida, considerando lo siguiente:
- Cuando se vayan a medir áreas grandes se puede utilizar una malla grande de 500 mm por 500 mm. Cuando se hagan mallas en zonas donde parezca ocurrir corrosión, la medida debe ser de 250 mm por 250 mm (o menor si es necesario).

El tamaño de la cuadrícula, su localización y su orientación deberá ser marcada en un croquis auxiliar que permita elaborar posteriormente los mapas de potenciales.

- 4) Se debe verificar la estabilidad de las mediciones de potencial, a fin de asegurar mediciones correctas. Para ello es necesario mojar un punto de prueba en particular, anotar una medición y esperar un tiempo hasta que se estabilice el potencial. Este período de espera es el tiempo que debe transcurrir entre el humedecimiento de la estructura y la medición.
- 5) Una vez estabilizado el circuito, se debe iniciar la medición de potenciales electroquímicos en diferentes puntos de la malla trazada.

Para evaluar la condición de la estructura frente al fenómeno de la corrosión, se deben llevar a cabo actividades complementarias como son:

- a) Registrar los valores medidos y evaluarlos de acuerdo a una escala basada en la experiencia de acuerdo a la **Tabla 6.4**.
- b) Elaborar los croquis de contornos de isopotenciales medidos. Se recomienda utilizar colores para diferenciar las zonas con diferentes potenciales (Ver **Tabla 6.4**).
- c) Hacer calas para confirmar la primera evaluación y para determinar la reducción de la sección transversal del refuerzo. Las calas se deben efectuar en las áreas más negativas de cada zona.

- d) Si se ha confirmado mediante las calas la actividad corrosiva en sus diferentes niveles, las mediciones de potencial pueden utilizarse para determinar el tamaño de las áreas dañadas, como una base para el diseño de trabajos de rehabilitación.
- e) Si las calas no confirman la primera evaluación, se deberán adecuar los mapas de potenciales electroquímicos.

**Tabla 6.4 Valores de potencial en el concreto con relación a la actividad corrosiva.**

GRUPO	LECTURA TOMADA	ACTIVIDAD	COLOR SUGERIDO
1	$X > 0 \text{ mV}$	No hay corrosión	Blanco
2	$-200 \text{ mV} < X < 0 \text{ mV}$	Corrosión en fase temprana. No existe signo visible.	Verde
3	$-300 \text{ mV} < X < -200 \text{ mV}$	Son visibles los primeros signos.	Amarillo
4	$X < -300 \text{ mV}$	Corrosión extensa. Sinos visibles en barras y concreto.	Rojo

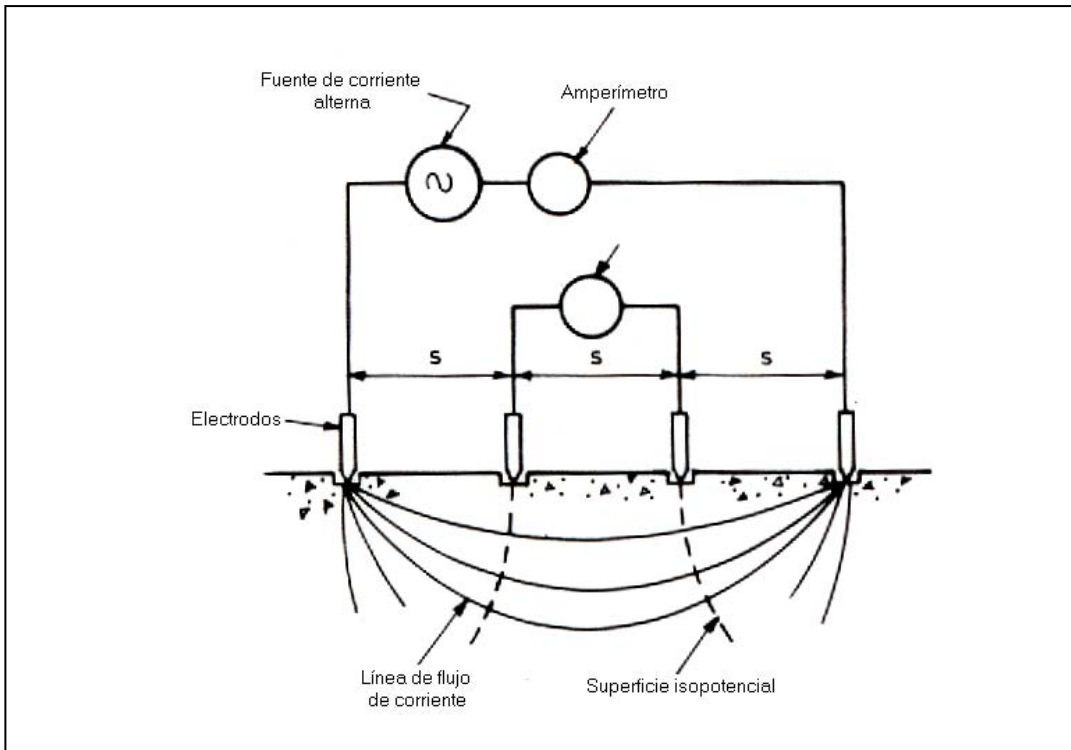
#### 6.4.3 Mediciones de resistividad del concreto.

Se sabe que la resistividad electrolítica del concreto se ve afectada por muchos factores entre los que se incluyen la temperatura, el contenido de sal y la humedad así como por las proporciones de la mezcla de concreto y la relación agua/cemento empleada. La presencia del refuerzo puede también influir en la resistividad.

Las mediciones de la resistividad pueden realizarse usando la técnica de cuatro sondas de Wenner, en la cual cuatro electrodos se colocan en línea recta sobre la superficie de concreto, en puntos equidistantes. Una corriente de baja frecuencia se envía a través de los electrodos externos cuando se mide el voltaje entre los electrodos interiores, como se muestra en la **Figura 6.9**. La aparente resistividad del concreto y por lo tanto la facilidad de flujo eléctrico dentro del concreto puede calcularse a partir del conocimiento de la intensidad de la corriente, de la caída de voltaje entre los electrodos y del espaciamiento entre ellos. Para efectos prácticos, la profundidad de la zona de concreto que se ve afectada por las mediciones, puede tomarse como igual al espaciamiento entre los electrodos empleados.



**FIGURA 6.9 Mediciones de resistividad aparente.**



Esta técnica proporciona una forma fácil de medir la resistividad eléctrica del concreto en la zona aledaña a los electrodos. Las mediciones efectuadas pueden ser relacionadas principalmente por la experiencia, de acuerdo a los valores mostrados en la **Tabla 6.5**, con el riesgo de corrosión del acero de refuerzo sobre todo en aquellas regiones donde las mediciones de potencial de media celda muestran que la corrosión es posible.

Otras pruebas que pueden proporcionar información sobre el riesgo y las causas de la corrosión involucran la medición de la profundidad de carbonatación y la penetración de cloruros en el concreto.

**Tabla 6.5 Interpretación de resultados de pruebas sobre resistividad del concreto.**

RESISTIVIDAD (OHM-CM)	PROBABILIDAD DE CORROSION
<5000	95% (CASI SEGURO)
12000 < X < 5000	50% (PROBABLE ACTIVIDAD)
> 12000	5% (IMPROBABLE)

## 6.5 ENSAYOS SEMI-DESTRUCTIVOS

En una categoría intermedia se encuentran los ensayos semidestructivos, los que después de ser aplicados en una estructura, dejan pequeñas huellas en ella. Muchos de estos daños menores no son considerados como destructivos, pues son causados en las áreas examinadas y no ponen en riesgo la resistencia o la durabilidad de las estructuras.

Los ensayos semidestructivos buscan medir principalmente la resistencia del concreto en la estructura, por lo que se hace necesario remover pequeñas cantidades de material. Para lograr tal fin se han desarrollado pruebas que permiten obtener pequeñas muestras de material sin causar un daño mayor en ellas. Comúnmente la reparación de la superficie ensayada con este tipo de pruebas se realiza con un mortero modificado, o bien, con resinas epóxicas. La reparación tiene por objeto restituir el material removido de la estructura a consecuencia de la aplicación del método de prueba, disminuyendo de esta manera la posibilidad de ataque a la estructura por agentes atmosféricos.

Se indican a continuación algunos métodos de prueba de esta categoría.

### 6.5.1 Pruebas de extracción (pullout).

Existen pruebas que sirven para medir la resistencia a la compresión del concreto, relacionando la resistencia del concreto a la compresión con la fuerza necesaria para extraer un dispositivo insertado en el concreto.

Estas pruebas se pueden llevar a cabo tanto en concreto nuevo (Prueba LOK) como en concreto endurecido (Prueba CAPO) y aseguran una gran precisión de resultados. Su ejecución no daña en demasía la estructura.

Las pruebas de extracción han llamado la atención durante los años recientes a causa de la excelente correlación obtenida entre la fuerza de extracción y las pruebas de compresión en especímenes estándar. El sistema es flexible, simple y rápido además que causa sólo un mínimo daño a la estructura.

El principio de las pruebas consiste en medir la fuerza por la cual un disco o una campana colocados a una profundidad de 25 mm se extraen del concreto a través de un dispositivo de contrapresión de 55 mm de diámetro interior colocado sobre la superficie

de prueba, relacionando la fuerza de extracción utilizada con la resistencia de un cubo o un cilindro de prueba, por medio de una curva de correlación.

La prueba LOK utiliza un disco embebido en el concreto fresco mientras que en la prueba CAPO se extrae una campana expansible del interior de un agujero taladrado para tal efecto.

Se detalla enseguida el desarrollo de dichas pruebas de resistencia.

### 6.5.2 Prueba LOK

Es utilizada únicamente para medir la resistencia del concreto nuevo. El disco empleado en esta prueba es enroscado a un tornillo, del que sobresale una parte que posteriormente se ensamblará a un equipo hidráulico. Ambas partes son aseguradas y cubiertas por el concreto durante el colado. Cuando la preparación es extraída, se rompe el concreto de tal forma que se produce una falla de geometría idéntica a ella.

El equipo de remoción del disco ahogado en el concreto consiste en un equipo hidráulico de precisión, operado manualmente, el cual asegura un incremento de carga uniforme durante la extracción. El peso del equipo es de aproximadamente de 2.5 Kg.

La prueba LOK se desarrolla hasta que falla el concreto, entonces el equipo es descargado y desconectado del disco, dejando sólo una pequeña marca de 55 mm de diámetro visible sobre la superficie tal como se muestra en la **Figura 6.10**

**FIGURA 6.10 Marca sobre la superficie del concreto (Prueba LOK).**



Para obtener la resistencia a la compresión del concreto examinado, se hace uso de curvas de correlación entre la fuerza empleada para la extracción de la sección de concreto y su correspondiente resistencia. Usualmente no es necesaria la reparación de la superficie de concreto por lo que se le considera no destructiva.

### 6.5.3 Prueba CAPO

En esta prueba se taladra un agujero donde se inserta una campana expansible, misma que transmite la fuerza de extracción al concreto hasta causar la falla de éste. En el siguiente párrafo se detallan los pasos a seguir para efectuar esta prueba.

Primero, se taladra un agujero de 18 mm de diámetro perpendicularmente a la superficie del concreto, procurando evitar la zona donde se aloja el acero de refuerzo. Posteriormente, con una guía se taladra una sección de 55 mm de diámetro y 10 mm de profundidad para apoyar en ella un dispositivo de carga. Se rebaja el agujero inicialmente barrenado, hasta que éste alcance un diámetro de 25 mm. Una vez que se ha realizado toda la preparación y se está en condiciones de colocar el dispositivo de extracción, se inserta la campana “cerrada” en el agujero y cuando ésta ha alcanzado la máxima profundidad se expande en su interior, con la ayuda de un dispositivo especial. A continuación se une al aparato de extracción, la misma herramienta hidráulica mencionada en la prueba LOK, y se inicia el período de carga hasta que ocurre la falla y se fractura el concreto formando un cono de falla. Se toma la lectura de la carga máxima empleada para causar la ruptura del concreto y se registra, Con la ayuda de curvas de calibración se puede correlacionar la fuerza empleada para extraer la sección cónica del concreto y la resistencia del concreto a la compresión.

Para asegurar la geometría correcta de la fractura, se usan un perno especial y un dispositivo cónico de presión circular radial.

El hoyo cónico resultante se puede reparar rellenándolo con un mortero de polímero modificado. Por tal motivo, se le considera a esta prueba como parcialmente destructiva. Usualmente una prueba CAPO toma sólo entre 10 y 15 minutos de para su realización, dependiendo del entrenamiento y la habilidad del personal que la efectúa. En las **figuras 6.11 a) a e)** se muestran las actividades arriba descritas.

Se debe poner especial atención a lo siguiente:

- A la selección de áreas representativas del daño en estudio.
- Al fresado de rebaje del hueco con orillas afiladas manteniendo la fresadora en un ángulo recto a la superficie del concreto todo el tiempo, para ello se hace la preparación de 10 mm de profundidad.
- Al engrasado del inserto antes de colocarlo.
- Al ensamblado y apretado de varias partes del inserto a expandir y sus dispositivos en la secuencia correcta.
- Al fijado del inserto sin girarlo.

Si la superficie de falla no es cónica, la medición no es válida y deberá hacerse una nueva prueba.

La prueba mide la resistencia en un área muy pequeña. La resistencia del agregado grueso o deficiencias menores en el concreto en el lugar de la prueba pueden afectar la resistencia medida.

#### **6.5.4 Prueba de desprendimiento.**

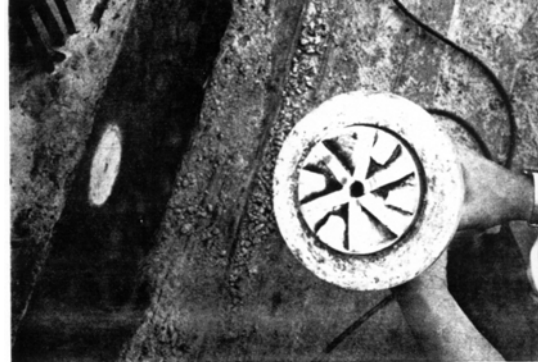
Se usa para medir la resistencia a la tensión del concreto superficial de una estructura. Normalmente, el método se usa principalmente para probar la resistencia de adherencia de una nueva capa de concreto colocada sobre otra ya existente. Adicionalmente puede utilizarse para probar la resistencia a la tensión de una superficie existente cuando una cierta resistencia se requiere antes que una capa nueva de concreto pueda ser colocada. Finalmente, puede ser usada para probar la adherencia de una membrana en una superficie de concreto.

Para su desarrollo se adhiere un dispositivo circular de acero a la superficie de concreto por medio de un adhesivo hecho a base de resina epóxica. Con un aparato portátil previamente unido a la placa de acero se aplica directamente una fuerza de tensión, en forma radial, hasta lograr que se desprenda una muestra de concreto de la estructura. Se mide entonces la carga máxima empleada y como el área de falla es aproximadamente igual a la del dispositivo de acero se puede calcular entonces la resistencia a la tensión.

**FIGURA 6.11** Etapas de la Prueba CAPO.



**a) Barrenación del concreto**



**b) Fresado de la preparación**



**c) Inserción de la campana de extracción**



**d) Aplicación de torque**



**e) Extracción de la muestra.**



**f) Aspecto final del concreto**

### 6.5.5 Prueba de ruptura.

Esta prueba es una modificación de la prueba de desprendimiento y se utiliza con los mismos fines que aquella, sólo que la profundidad de la superficie de falla puede ser controlada. Esto se logra taladrando a la profundidad deseada y aplicando entonces la fuerza de extracción, al corazón así formado, de manera paralela al eje longitudinal de él **(Ver figura 6.12)**.

El procedimiento completo se explica a continuación:

1. Para lograr la máxima adherencia entre el disco de acero y la superficie de la estructura, el área que se va a probar se pule teniendo cuidado de retirar cualquier aspereza cepillándola después para retirar el polvo que pudiera quedar adherido.
2. A continuación se pega un disco metálico, de 75 mm de diámetro y 30 mm de espesor a la superficie de concreto, por medio de una resina epóxica de secado instantáneo (el tiempo necesario para que la resina endurezca es de aproximadamente 1 minuto). Dicho disco está diseñado para recibir el instrumento con el que se le aplicará la fuerza de tensión.
3. Una vez que se ha pegado firmemente el disco metálico al concreto, se une a él un dispositivo que lo envuelve y que a su vez está unido a un aparato de barrenación. Se taladra alrededor del disco a la profundidad deseada formando así un corazón dentro de la estructura, retirándose la cubierta del corazón y el aparato de barrenación.
4. Una vez lograda esta preparación se coloca un dispositivo al disco metálico, mismo que está diseñado para alojarlo, y que servirá para medir la presión aplicada a él por medio de un gato hidráulico.
5. Se aplica la carga de ruptura a incrementos constantes hasta lograr la falla y se registra la fuerza requerida para ello.
6. La carga máxima utilizada es entonces transformada en resistencia a la ruptura por medio de una tabla de calibración.

Los discos metálicos son reciclables, es decir, se pueden volver a emplear. Para ello sólo es necesario retirar el concreto que tienen adherido y limpiar la cara de adhesión.

Otra variante de esta prueba es el empleo del dispositivo utilizado en las pruebas de extracción (pruebas CAPO y LOK).

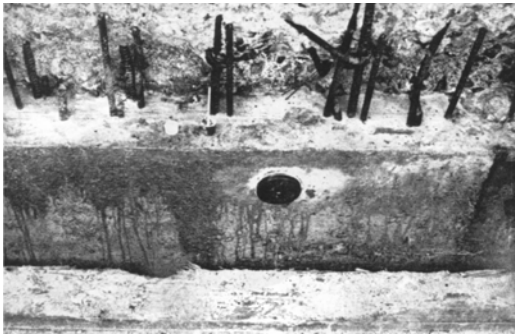
**FIGURA 6.12** Desarrollo de la prueba de ruptura.



**a)** Limpieza de la superficie de prueba.



**b)** Pegado de la placa.



**c)** Vista de la placa adherida a la superficie de prueba



**d)** Barrenación del concreto para formar "corazón" a extraer.



**e)** Colocación del dispositivo de torsión.



**f)** Aplicación del torque.





**Figura 6.12 g) Aspecto de la muestra**

## **6.6 VARIABILIDAD DE RESULTADOS**

Se debe suponer que los resultados efectuados con un mismo tipo de ensayos pueden variar. Esto puede deberse a la variabilidad inherente al material, a la prueba misma, al uso de correlaciones mal efectuadas o la habilidad de los operadores del equipo de ensayo.

Para asegurar la obtención de resultados satisfactorios será necesario efectuar las pruebas tantas veces como sea necesario. La repetición de los ensayos varía ampliamente dependiendo del método empleado y determinará el número de pruebas individuales requeridas en un punto de prueba para obtener un valor promedio veraz para

ese lugar (v.g. 3 pruebas de Windsor, 10 valores obtenidos con el martillo de rebote, etc.).

La exactitud de la predicción de propiedades correlacionadas basadas en esos valores se discute posteriormente.

La variabilidad aleatoria del material determinará el número de puntos de prueba que deberán ser examinados para obtener una adecuada valoración de la resistencia del concreto. Se espera que dicha resistencia sea uniforme de acuerdo a los ensayos realizados *in situ* durante la construcción de la estructura y en el concreto expuesto durante la vida de ella.

Los exámenes relacionados con la corrosión del acero de refuerzo, como son las mediciones del recubrimiento o de potencial electroquímico o las medidas de eco-pulso, normalmente deberán ser tomados de una malla inicial relacionada con el espaciamiento del refuerzo y con el tamaño del elemento. El espaciamiento de la malla podrá ser reducido para un examen más detallado en donde se hayan identificado áreas consideradas como sospechosas. Si se han realizado medidas de resistividad, éstas deben concentrarse en aquellas posiciones que adicionalmente se consideran óptimas para realizar pruebas de carbonatación y de análisis de cloruros.

La cantidad de exámenes químicos requeridos muchas veces queda determinada por la necesidad de obtener valores representativos, teniendo en mente la variabilidad del material y el tamaño de los miembros de la estructura.

La ubicación de los corazones de concreto deberá ser corregida en longitud y orientación para evitar el refuerzo y para obtener una resistencia equivalente a la que se obtendría con un cubo de prueba; las velocidades de pulsos electromagnéticos deberán ser calculadas para evitar el acero de refuerzo, mientras que las pruebas de resistencia a la penetración, de dureza superficial y otras pruebas similares deberán promediarse para obtener un valor medio. En la etapa de cálculos iniciales de resultados, no se deberá hacer el intento de correlacionar los valores obtenidos con una propiedad que sea medida directamente.

## 6.7 USO DE CORRELACIONES.

Cuando se han obtenido los valores iniciales de las pruebas, se podrá hacer una conversión de resultados para obtener un parámetro más útil de información. Este proceso se asocia con el uso de correlaciones entre los valores medidos y la resistencia del concreto, pues ésta es la propiedad comúnmente requerida para evaluar aspectos tales como el cumplimiento de especificaciones y de resistencia estructural. Para ello se deberá prestar especial atención a las diferencias entre las condiciones de prueba en el laboratorio y las de campo, ya que son de gran relevancia a este respecto, debido a que las curvas de calibración de valores son generalmente obtenidas bajo condiciones de laboratorio. La calidad del concreto en una estructura variará a lo largo de sus diferentes miembros y puede ser no necesariamente idéntica en composición o condición que en los especímenes de laboratorio. También, como se puede inferir, las pruebas *in situ* no son fáciles de desarrollar o de controlar muchas veces debido a las condiciones climatológicas adversas a la hora de su ejecución, a las dificultades de acceso o a la carencia de experiencia o habilidad de los operadores. La calibración de las pruebas de resistencia no destructiva o parcialmente destructiva por medio de corazones de concreto, puede hacer posible reducir esas diferencias de condiciones.

La precisión en la predicción de la resistencia *in situ* dependerá de la variabilidad intrínseca del método de prueba y de la veracidad de las correlaciones empleadas, pero en circunstancias ideales con una calibración específica para la mezcla de pruebas usadas en la predicción de la resistencia *in situ* no deberá ser muy diferente a los resultados mostrados en la **Tabla 6.6**

**Tabla 6.6** Desviaciones máximas probables en la predicción de la resistencia del concreto obtenida *in situ*.

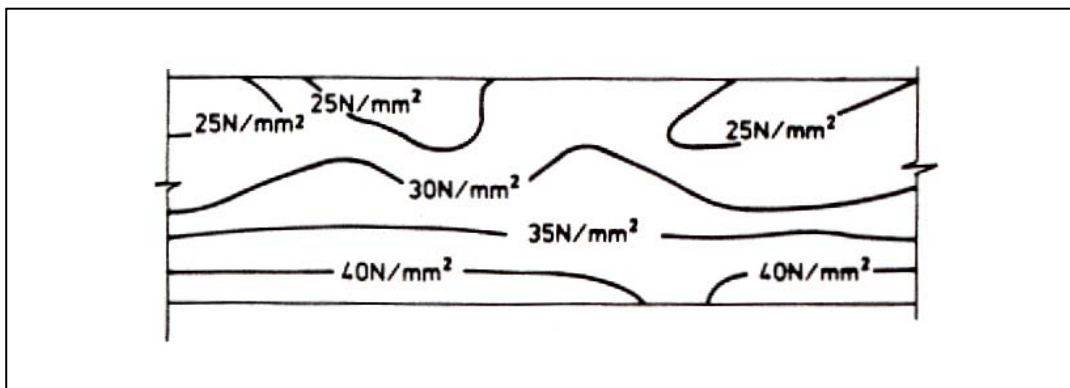
METODO EMPLEADO	PROBABLE DESVIACION EN LA PRECISION DE RESISTENCIA OBTENIDA (LIMITES DE CONFIANZA DEL 95%)
Corazones (4): Grandes (Mayores de 100 mm)	6%
Pequeños	18%
Extracciones (6)	10%
Desprendimiento (3)	15%
Ruptura (5)	20%
Prueba de Windsor (3)	20%
Velocidad de pulso ultrasónico	20%
Martillo de rebote (10)	25%
Fractura interna (6): Extracción directa	20%
Torquimetro.	28%

La estimación de resistencia puede algunas veces mejorarse por una combinación matemática de los resultados de dos tipos de pruebas no destructivas o parcialmente destructivas, realizadas por separado, cada una asociada con su correspondiente correlación de resistencia.

Cuando se haya efectuado más de un tipo de prueba, un examen de la variación de resultados puede proporcionar valiosa información. Si se cuenta con pocos resultados, éstos pueden dar información sobre la uniformidad de la construcción.

Si se dispone de una gran cantidad de información es posible hacer un estudio de variabilidad con la ayuda de diagramas, definiendo áreas de diferente calidad. Bajo circunstancias normales, los contornos se pueden esperar bien definidos y cualquier salida de esta configuración indicará un área preocupante. Un diagrama típico para una sección bien construida de una viga de concreto se muestra en la **Figura 6.13**.

**Figura 6.13 Contornos de resistencia *in situ* de una viga típica.**



Se recomienda también la evaluación de los coeficientes de variación de resultados, pues está asociada con el conocimiento de la variabilidad del método de prueba usado, además de proporcionar un parámetro de los estándares y controles empleados durante la construcción de la estructura. En la **Tabla 6.7** se muestran valores relacionados a un elemento tomado de un lote de ellos. Los resultados de un grupo se espera sean menores pero si muchos tipos de miembros están involucrados, los valores a esperar podrán ser más altos. Los valores anormales ofrecen sólo una guía muy general, pero son suficientes para indicar circunstancias anormales.

**Tabla 6.7** Coeficientes típicos de variación de resultados de pruebas sobre un miembro individual, para una buena calidad de construcción.

METODO	COEFICIENTE DE VARIACION
Corazones : Grandes (Mayores de 100 mm)	10%
Pequeños	15%
Ruptura	10%
Extracción	7%
Prueba de Windsor	20%
Velocidad de pulso ultrasónico	2.5%
Martillo de rebote	4%
Fractura interna: Extracción directa	20%

El coeficiente de variación de resistencia del concreto no es una constante para un nivel dado de control, pues se calcula sobre la base de la resistencia media medida, como a continuación se indica:

$$\text{COEFICIENTE DE VARIACION} = \frac{\text{Desviación estándar (de los valores obtenidos)}}{\text{Media aritmética (de los valores obtenidos)}}$$

Las relaciones generales entre este parámetro y los estándares de construcción no son posibles. Valores tan bajos como el 10% pueden ser alcanzados por un puente típico de concreto, pero la mayoría están entre el rango del 15 al 20% de acuerdo a la calidad de construcción promedio.

Existen casos en los que se pueden formular conclusiones directamente a partir de los resultados de algunas pruebas, esto realizado sobre la base de criterios ingenieriles, en conjunción con criterios preestablecidos de aceptabilidad estructural.

Los valores de resistencia obtenidos *in situ* de un área considerada como crítica para cálculos de suficiencia estructural, son los mejores para ser usados como un valor medio para el sitio examinado, con un factor de seguridad aplicado a él para permitir la variabilidad de la prueba, la carencia de la homogeneidad del concreto y el posible deterioro futuro. Si existe una duda particular acerca de los resultados de la prueba, o si el concreto examinado no se encuentra en un área considerada como crítica, será necesario para el ingeniero adoptar un valor más alto para el factor de seguridad. Otras características tales como las condiciones de humedad y la edad del concreto podrán ser empleadas para justificar una modificación del factor de seguridad, aún cuando el estado de esfuerzos *in situ* y el rango de cargas puedan ser también tomados en cuenta bajo circunstancias críticas.

---

## **CAPITULO VII**

### **EJEMPLOS**

---

## **CAPITULO VII**

### **EJEMPLOS**

Con los capítulos antes desarrollados se considera cubierto el objetivo fundamental del presente trabajo, mismo que se enfoca a la descripción de las metodologías de detección, identificación y evaluación de deterioro en puentes de concreto. Sin embargo, el texto hasta aquí presentado no muestra con claridad la metodología para conducir de una investigación, ni la forma de definir los trabajos que sea necesario efectuar en la estructura. Por ello que se ha considerado conveniente incluir ejemplos de algunos trabajos realizados sobre la investigación y reparación de daños en puentes.

A continuación se muestran ejemplos de tres puentes reparados en diferentes países, con daños de diversos tipos, los cuales fueron tomados de las ponencias incluidas en las memorias del 3er. Congreso de Administración de Puentes, desarrollado en Londres, Inglaterra en 1996. En dichas ponencias se identifican metodologías bien definidas para la determinación de los trabajos realizados. La metodología común aplicada puede resumirse en los siguientes apartados:

- a) Conocimiento general de la estructura y de su entorno. En esta sección se identifican de manera general las condiciones del sitio y de la estructura así como la condición original del puente.
- b) Levantamiento de daños e identificación de anomalías del comportamiento.
- c) Planteamiento y ejecución de un programa de investigación sobre la naturaleza de los daños y su origen, con base en las condiciones observadas en la estructura, las hipótesis planteadas, así como en los métodos de investigación disponibles.
- d) Definición de la rehabilitación. Después de haber evaluado la condición de la estructura y definido el origen, tipo y extensión de los daños identificados, se determinan los trabajos necesarios para su rehabilitación y se detallan las técnicas constructivas para esos trabajos.
- d) Retroalimentación. Finalmente, para evaluar los trabajos de la investigación y la eficacia de los trabajos de reparación efectuados, se implanta un programa de monitoreo y evaluación para el seguimiento de la estructura.

## 7.1 REPARACIÓN DE UNA PILA BASCULANTE DEL PUENTE VISLUND

A principios de los noventa la aparición de indicios de reacciones álcali-sílice sobre el concreto estructural, el ingreso del agua de mar y un continuo deterioro en una pila basculante del puente Vislund, alcanzaron un estado donde se hacía necesaria una exhaustiva reparación de la estructura. El documento describe el proyecto de reparación, enfocándose sobre el carácter de los problemas, el diseño de la reparación y los trabajos de reconstrucción. Al final del escrito se comparan los trabajos realizados en reparaciones efectuadas sobre otras estructuras dañadas por la reacción álcali-sílice.

### Introducción

El puente sobre el río Vislund fue construido a finales de los años treinta para permitir el tráfico de la Isla de Mors a la parte noroeste de la Península de Jutlandía en Dinamarca. El puente tiene una longitud de 381 m y está formado por 6 claros, de los cuales uno es un tramo basculante de 34 m.

La capacidad de carga del puente aún se considera suficiente y las condiciones de navegación para el paso de embarcaciones se consideran aceptables.

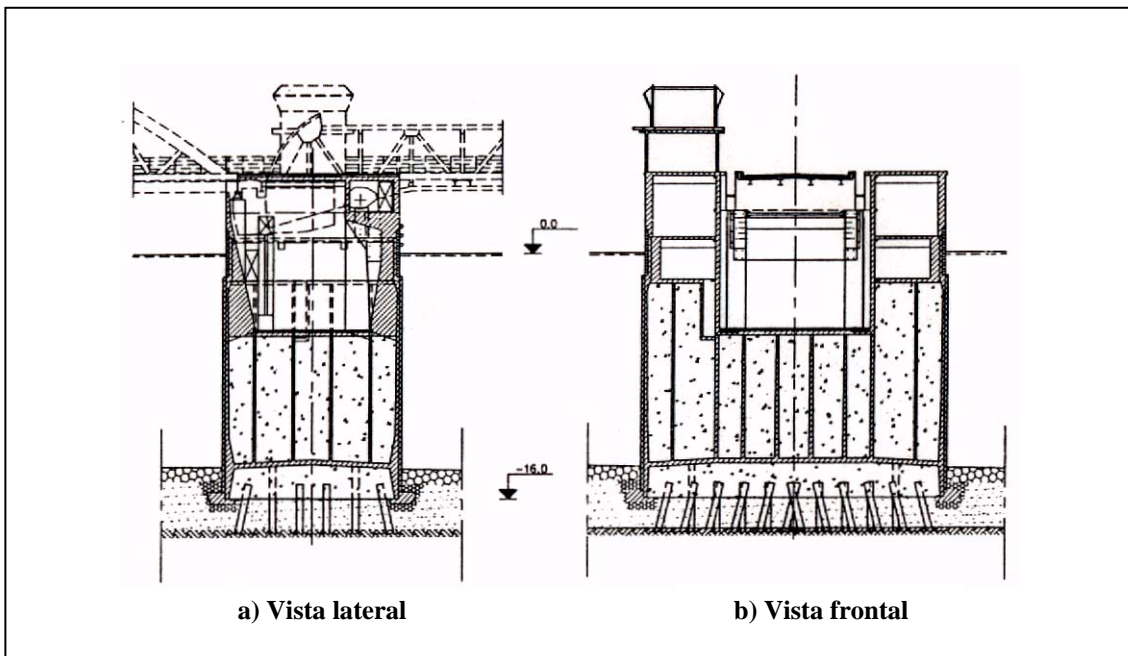
Sin embargo, después de que el puente fue puesto en servicio se observaron extensos agrietamientos en una pila bajo el tramo basculante y se detectó que el agua de mar se filtraba a través de las paredes de ésta.

### Descripción de la estructura y esfuerzos previos de reparación

La pila bajo el tramo basculante, mostrada en la **Figura 7.1**, es un cajón de concreto reforzado cimentado sobre pilotes de concreto. La pila esta dividida en dos secciones por medio de paredes y cubiertas internas de concreto reforzado. Bases de concreto reforzado soportan la báscula y columnas de concreto reforzado cargan el tramo del puente y el piñón dentado que se utiliza para subir y bajar la báscula.

A mediados de los años cincuenta, un agrietamiento extensivo sobre el nivel del mar fue reparado. En esa ocasión se asumió que el fisuramiento fue causado por la reacción álcali-sílice.



**FIGURA 7.1 Vista frontal y lateral de la pila basculante.**

A fines de los años setenta una barrera subacuática de aproximadamente 40 cm. de espesor fue colada en la cara exterior de la pila bajo el nivel del mar. Se esperaba que la barrera detuviera el excesivo ingreso del agua de mar al interior de la pila y el deterioro del concreto masivo y del concreto estructural. La reparación no proporcionó efectos favorables para detener el deterioro de la pila, debido principalmente a defectos en la construcción de la barrera.

#### Levantamiento de daños.

Entre 1993 y 1994, un detallado levantamiento de daños reveló que la degradación del concreto en la pila había alcanzado tal daño que se hacía necesaria una reparación general de la estructura, para garantizar la seguridad estructural de la pila en general y de varios componentes estructurales en particular.

Las observaciones confirmaron que las expansiones debidas a la reacción álcali-sílice habían inducido un agrietamiento estructural extenso sobre las paredes exteriores y las partes internas de la pila. Se observaron agrietamientos típicos de 1 a 3 mm de espesor. Sin embargo, con base en la experiencia de otras estructuras y en pruebas de laboratorio efectuadas sobre muestras tomadas de la pila, se concluyó que futuras expansiones

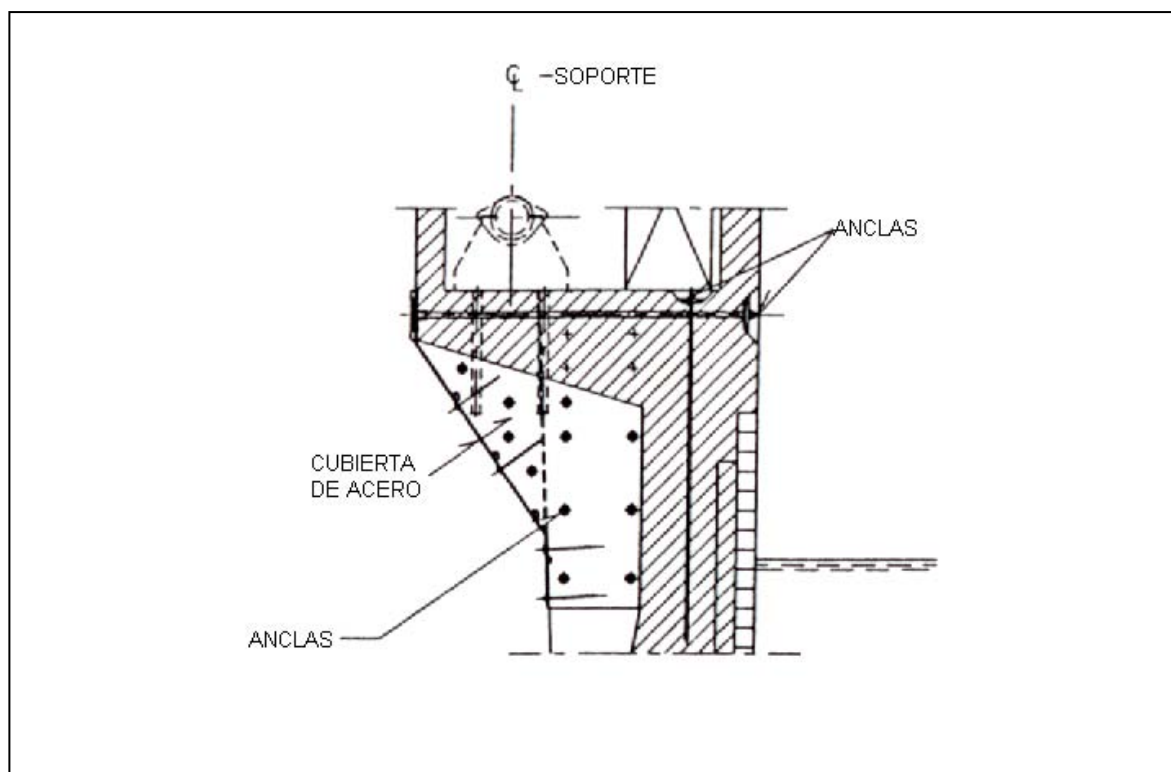
originadas por la reacción álcali-sílice serían insignificantes. Las pruebas de laboratorio incluyeron una microscopía fluorescente sobre secciones delgadas y análisis de la reactividad residual.

El extenso agrietamiento del concreto permitió un excesivo ingreso del agua de mar a la pila y causó severas filtraciones y degradaciones del concreto (aproximadamente 40 litros se descargaban de la pila cada hora). Además de esto, grandes cantidades de cloruros y sulfatos provenientes del agua de mar se depositaron en el concreto, lo que aceleró la degradación de la estructura aún más. Se determinó que la resistencia a la compresión del concreto se redujo en promedio un 30%, aunque en algunas áreas de la pila el concreto se desintegró totalmente.

#### Estrategia de reparación.

Debido a la urgencia de algunas de las reparaciones, se decidió reparar la pila en dos fases: en la fase 1 la reparación se localizó principalmente en las bases de soporte de la báscula (**Figura 7.2**), lugar donde la falla estructural se consideró inminente debido al agrietamiento, al deterioro del concreto y a la corrosión del acero de refuerzo, combinados con altas concentraciones de carga sobre las bases de la báscula.

**FIGURA 7.2 Reparación de las bases de soporte de la pila.**



En general, la fase 1 incluyó la reparación de los componentes estructurales donde la degradación del concreto se consideró como la causante de los más severos debilitamientos estructurales, causando dudas sobre la seguridad estructural.

La reparación de los soportes comprendió la colocación de una lámina de acero alrededor de ellos, sujeta por medio de anclas postensadas. Las fisuras de los soportes fueron previamente inyectadas con una resina epóxica, removiéndose antes todo el concreto dañado.

La fase 2 incluyó una reparación general y el refuerzo de la pila para prevenir una degradación futura y proporcionar seguridad estructural, de acuerdo con los reglamentos vigentes.

La reparación y el reforzamiento incluyeron la remoción de la barrera subacuática del concreto, el colado submarino de un cajón de concreto reforzado bajo la pila y el colado de una pared externa de concreto reforzado a su alrededor. Todo ello cimentado sobre nuevos pilotes y conectado a la estructura existente por medio de anclas transversales postensadas. La capa exterior del nuevo concreto fue provista con una cubierta de acero, misma que sirvió de cimbra durante el colado.

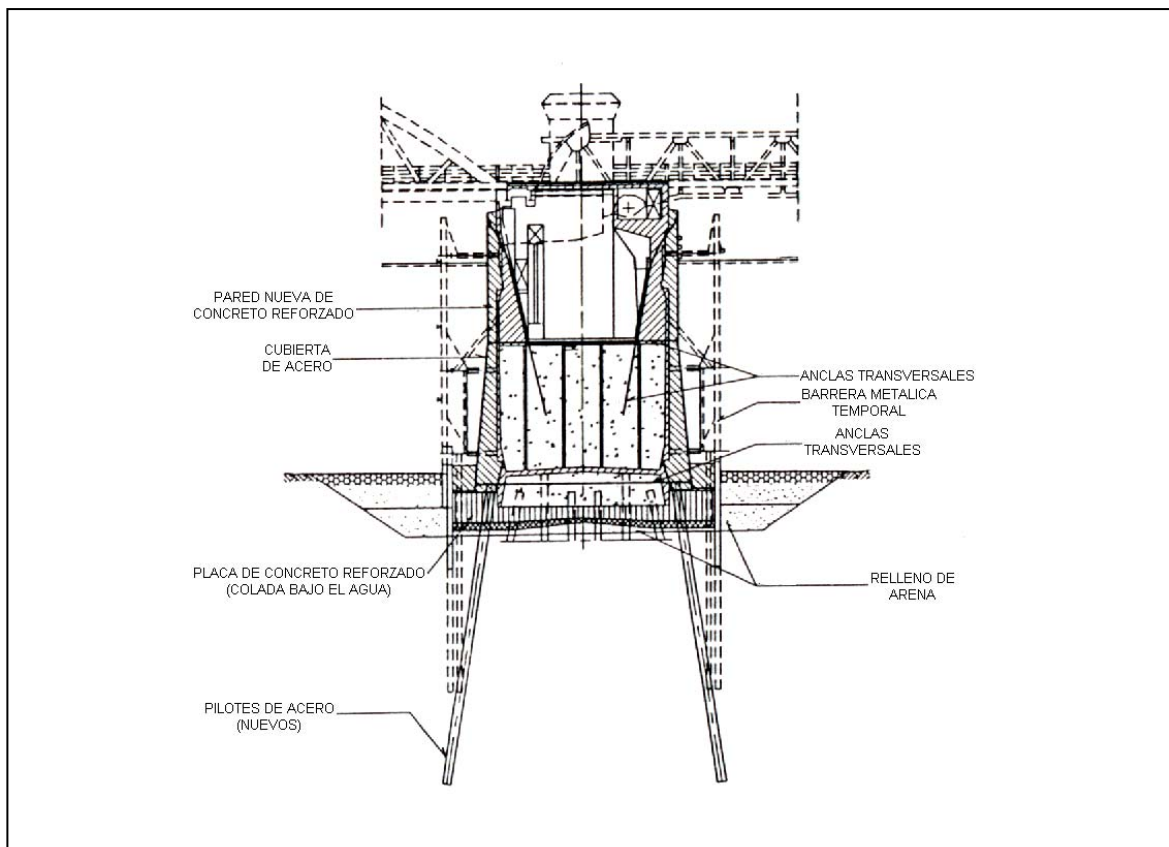
La reparación interna de la pila incluyó reparaciones convencionales de concreto y una extensiva inyección de las grietas, los apanalamientos y las cavidades, todo esto con resinas epóxicas. Un bosquejo de la reparación se muestra en la **figura 7.3**.

#### Trabajos de construcción.

Después de las primeras inyecciones sobre los apoyos, desarrollados en la fase 1, se hizo obvio que el agrietamiento del concreto era más extenso y abarcaba más de lo esperado. La resina epóxica salía de las fisuras lejos de los agujeros de inyección, Por lo anterior, una nueva táctica de inyección tuvo que adoptarse. Se decidió intentar limitar el área de inyección utilizando una resina de secado rápido para la inyección de las fisuras alrededor de las ménsulas. Sin embargo, se utilizó una gran cantidad de resina epóxica para la inyección de las grietas sobre los apoyos, sin explicarse donde quedó la mayor parte del material. Después de que terminaron los trabajos de inyección, se taladraron agujeros para las anclas postensadas, instalándose la cubierta de acero y las anclas. Los agujeros de las anclas, de 2 a 3 metros de profundidad, tuvieron que ser taladrados con mucha precisión, para no dañar el refuerzo existente ni los pernos de los soportes de la

báscula. Los trabajos de construcción de la fase 2 se iniciaron a principios de 1995. La pared externa se construyó en una fosa seca construida detrás de una barrera metálica temporal colocada alrededor de la pila. Se aplicaron métodos tradicionales de trabajo para la construcción de la pared, de las anclas transversales, los seguros de desplazamiento, la cubierta de acero, etc. Antes que se estableciera la fosa seca, se demolió parte de la barrera de concreto existente y se colocaron nuevos pilotes de acero. El relleno de arena bajo la pila tuvo que removerse y entonces se coló una cubierta de concreto reforzado bajo la pila. Se esperaba que estos trabajos subacuáticos y la colocación de la cubierta de acero alrededor de la pila fueran concluidos en 1995.

**FIGURA 7.3 Reparación y reforzamiento de la pila basculante.**



A finales de julio de 1995, los nuevos pilotes se habían colocado, se inició la remoción de la arena bajo la pila y la cubierta provisional de acero estaba bajo construcción. Además, los trabajos de reparación y reforzamiento en la parte exterior de la pila se habían iniciado.

### Comparación con otros proyectos y comentarios finales.

Un trabajo de reparación casi idéntico se desarrolló entre 1989 y 1991 en la pila bajo el tramo basculante del Puente Oddeund. Este puente se localiza a menos de 40 km. del Puente Vislund y fue, como éste, construido en los años treinta. Los problemas en la pila del Oddeund fueron similares a los observados en la pila del tramo basculante del Vislund, aunque la pila en Oddeund también sufrió un asentamiento debido a la inclinación de su cimentación.

En ambas estructuras la principal razón de la degradación del concreto estructural fue la expansión debida a la reacción álcali-sílice, causada por el uso de agregados reactivos en el concreto. En ambas estructuras se considera que la expansión álcali-sílice ha disminuido e incluso casi ha cesado.

Se sabe que las expansiones por la reacción álcali-sílice dependen de la cantidad de álcalis y sílices reactivos en el concreto. Cuando uno de los reactivos se agota, la expansión se detiene. En adición a esos componentes, el agua y el hidróxido de calcio son también factores limitantes. Debido al excesivo ingreso del agua de mar en un periodo de 40 a 50 años en ambas pilas, grandes cantidades de álcalis fueron añadidas al concreto, sugiriéndose entonces que la expansión se detuvo debido a que la cantidad remanente de sílice reactivo se encontraba muy limitada. Por ello se concluye que la desaparición de las expansiones por la reacción álcali-sílice es permanente. Esta conclusión ha sido decisiva en la elección de la estrategia de reparación.

Las observaciones sobre la pila basculante del puente Oddeund después que la reparación fue concluida, han confirmado la teoría concerniente a la reacción alcalino-sílica.

El puente Vislund y el puente Oddeund son sólo dos de muchas estructuras dañadas por la reacción álcali-sílice en Dinamarca. La experiencia de esos dos puentes confirma que la única estrategia viable de reparación cuando se trata de estructuras dañadas por la reacción señalada es la de "ver y esperar", especialmente para estructuras marinas que están constantemente sujetas al ingreso del agua de mar y por lo tanto a álcalis. Se observa que no existe una estrategia de reparación sino la paciencia y los remedios provisionales, hasta que el sílice reactivo del concreto se agote por la reacción.

## 7.2 INVESTIGACIÓN Y REPARACIÓN DEL PUENTE TSING YI EN HONG KONG

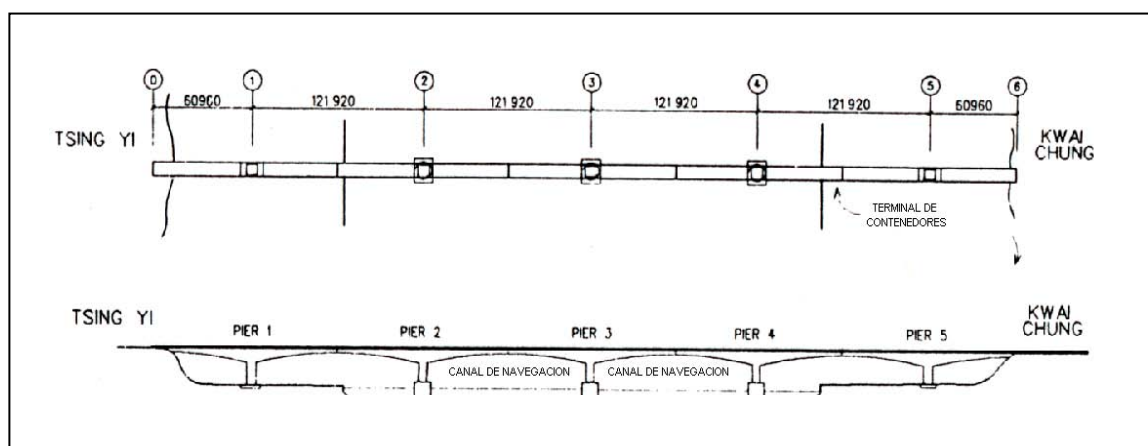
### Resumen

Impulsado por la presencia de grandes áreas de concreto delaminado y por la corrosión del acero de refuerzo sobre sus pilas, el Departamento de Carreteras de Hong Kong emprendió una investigación para evaluar la condición estructural y posteriormente ejecutó la rehabilitación del Puente Sur de Tsing Yi, de 600 metros de largo. La investigación incluyó la evaluación de la condición del concreto y del acero existente, así como de la extensión del ingreso de agentes agresivos; mientras que el programa de rehabilitación consistió en la remoción y reemplazo de las partes defectuosas del puente. Debido a la gran demanda de tránsito, el puente permaneció abierto en la parte superior al tráfico vehicular y en la inferior al tráfico marino durante la reparación.

### Introducción

El Puente Sur de Tsing Yi se construyó en los años setenta y constituyó el único acceso terrestre para tráfico vehicular y para la transportación de mercancías entre la Isla de Tsing Yi y Kowloon. El puente consiste de 5 travesaños de concreto presforzado, unidas por articulaciones de cortante que forman cuatro arcos intermedios de 122 m y dos arcos laterales de 61 m de longitud. Las vigas están apoyadas sobre pilas huecas de concreto reforzado soportadas por una cimentación de cajón. La pila 1 se apoya en la isla de Tsing Yi, las pilas 2,3 y 4 están en el agua mientras que la pila 5 se encuentra sobre una terminal de contenedores en Kwai Chung, ver **figura 7.4**

**Figura 7.4 Aspecto del puente.**



A principios de 1991, durante una inspección de mantenimiento rutinario, ingenieros del Departamento de Carreteras observaron un extenso agrietamiento del concreto sobre las pilas, así como huellas de oxidación sobre los arcos. La empresa Ove Arup y Socios fue contratada en agosto de 1991 para investigar la extensión de la degradación y las posibles causas del deterioro, para evaluar la capacidad estructural del puente y, en consecuencia, para preparar y administrar el contrato de las reparaciones recomendadas.

La investigación tomó cerca de un año, seguido por el establecimiento de un contrato de reparación. Los trabajos de rehabilitación fueron terminados en octubre de 1994.

### Investigación.

#### *Programa de investigaciones.*

A fin de desarrollar una investigación exhaustiva, pero a la vez efectiva y barata sobre la condición del material, se adoptó un programa dividido en fases de inspección preliminar, ensayos típicos y ensayos principales. La investigación se inició con las visitas preliminares a la estructura las cuales consistieron en muchas visitas de inspección hechas por ingenieros experimentados, para evaluar visualmente la condición de los arcos, las pilas y la cimentación de éstas. Se extrajeron muestras también sobre áreas seleccionadas de la estructura. Se concluyó de la inspección preliminar que los arcos se encontraban en una condición relativamente más satisfactoria que las pilas, debido posiblemente a la mayor resistencia del concreto usado en ellos y por lo tanto se efectuaron sólo otras investigaciones menores en ellos. Por otro lado, todas las pilas mostraron una condición deficiente, aunque estaban expuestas a lluvias y vientos de intensidad variable según sus respectivas posiciones. Por tanto, se planearon pruebas extensas para las pilas. Se seleccionó la pila 1 para las pruebas principales, debido al menor costo de acceso por estar sobre tierra firme. Una cantidad reducida de pruebas se efectuó en otras pilas, y éstas sirvieron para confirmar los datos de la pila 1, revelando la variación de la condición de cada pila. Se tomaron precauciones para permitir que pruebas significativas, en la cimentación de las pilas, proporcionaran un análisis amplio sobre la condición del estado existente en la estructura.

---

### *Métodos de investigación.*

Se adoptaron numerosos métodos de pruebas no destructivas. Ellos se complementaron con pruebas de laboratorio efectuadas en especímenes tomados de la estructura, para proporcionar datos físicos, químicos y mecánicos del concreto existente. Las pruebas y los métodos de prueba adoptados para este proyecto incluyeron:

1. Valoración visual.
2. Pruebas de sonido.
3. Pruebas de carbonatación.
4. Mediciones de recubrimiento.
5. Mediciones de potencial electroquímico.
6. Pruebas de extracción.
7. Extracción de corazones de concreto.
8. Remoción de cubiertas de concreto.
9. Pruebas de laboratorio sobre los especímenes obtenidos:
  - a) Perfil del contenido de cloruros.
  - b) Perfil del contenido de sulfatos.
  - c) Pruebas de resistencia a la compresión.
  - d) Contenido de cemento y relación cemento/agregado.

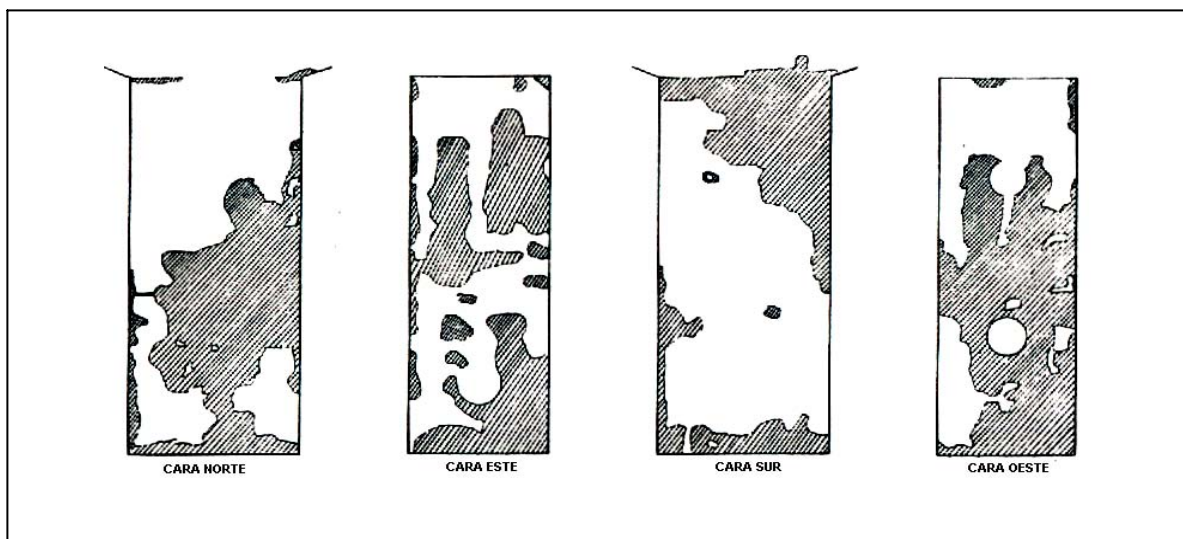
### *Resultados de la investigación*

#### Pilas.

1. Condición visual. Un examen visual mostró que el agrietamiento y el desconchamiento del concreto sobre la estructura, se presentaba en áreas aleatorias, ocurriendo con mayor magnitud sobre las pila 2. En todos los casos el daño consistía en delaminaciones y desconchamientos del concreto sobre el refuerzo transversal de estribos, el cual se encontraba extensamente corroído. En la mayoría de los casos el acero principal no estaba severamente corroído. Un examen termográfico se llevó a cabo sobre la pila 1 para confirmar los resultados de los exámenes visuales y de sonido. Sobre las superficies internas de las pilas la extensión del desconchamiento y la delaminación fue mucho más reducida (10% en promedio). **Figura 7.5**

2. Resistencia a la compresión y contenido de cemento. La resistencia especificada para las pilas de concreto fue de 3000 psi (20 MPa). Los corazones extraídos revelaron una resistencia media del concreto de 32 MPa con un valor mínimo de 20 MPa. El contenido del cemento del 18%, fue generalmente consistente con la resistencia del concreto de los corazones.



**Figura 7.5 Áreas delaminadas de la pila 2.**

3. Profundidad de carbonatación. La profundidad de carbonatación varió considerablemente a lo largo de las pilas, obteniéndose valores entre 19 y 37 mm. No existió correlación directa entre la posición de la muestra y la carbonatación. Hubo la tendencia de que la pila con mayor resistencia y contenido de cemento también tuvo la más baja profundidad de carbonatación.

4. Contenido de cloruros. Este se determinó tomando muestras a incrementos de profundidad de 50 mm dentro del concreto. Sobre las caras exteriores de las pilas, se encontró un decremento del contenido de cloruros al aumentar la profundidad. En las caras internas este perfil no fue tan marcado y el contenido de cloruros fue mucho menor.

5. Contenido de sulfatos. Los resultados indicaron que los sulfatos aún no penetraban en el concreto.

6. Condición del refuerzo. Por la exposición del acero de refuerzo en las áreas delaminadas, los estribos de las pilas se encontraron altamente corroídos, con más del 50% del área de acero perdida en la mayoría de los casos. Se encontró que la mayoría de las barras principales sufrieron solo una ligera corrosión, con una mínima pérdida de sección transversal. En áreas no delaminadas se concluyó que las barras de acero no

sufrieron corrosión severa y las lecturas de potencial electroquímico fueron generalmente menos negativas que las esperadas para una corrosión severa.

Arcos.

No se encontró delaminación ni corrosión en gran escala, aunque se notó corrosión localizada y delaminación del concreto. La resistencia especificada fue de 4500 psi (31 MPa). La resistencia promedio de corazones extraídos fue de 49 MPa y el valor más bajo fue de 37 MPa. El promedio del contenido de cemento fue de 20%. La carbonatación y el contenido de cloruros fueron muy bajos y aparentemente el refuerzo se hallaba con una mínima pérdida de sección transversal.

Pilas de cimentación.

La resistencia a la compresión de los corazones de concreto extraídos tuvo un valor medio de 48 MPa. El contenido de cloruros encontrados fue alto para los 50 mm superficiales de la cubierta. El recubrimiento del concreto al refuerzo fue de 100 mm y la profundidad de carbonatación se halló limitada dentro de los 10 mm superiores.

*Evaluación de la durabilidad.*

La superficie externa de las pilas sufría de un deterioro avanzado de la cubierta superficial del concreto y una gran corrosión del acero en las conexiones. La carbonatación había alcanzado la profundidad del acero secundario depasivándolo. Los cloruros penetraron a la profundidad del acero de conexión (estribos), en concentraciones suficientes para causar una corrosión rápida. Es aparente que la durabilidad de la cubierta fue inadecuada.

Los arcos de concreto exhibieron solo una pequeña contaminación por cloruros, probablemente porque el concreto fue de mayor calidad y por lo tanto más capaz de prevenir la penetración por absorción.

Se encontró que el concreto de las pilas de cimentación tiene una alta resistencia, además que el acero de refuerzo se protegió con un recubrimiento suficiente. Aunque la superficie se contaminó con un alto nivel de cloruros, la profundidad de la contaminación no progresó lo suficiente para alcanzar el refuerzo.

## Rehabilitación

### *Trabajos de reparación.*

A fin de alargar la vida remanente y prever un mantenimiento relativamente menor a la estructura, fue removido todo el concreto superficial a una profundidad de 100 mm en toda la superficie externa de las pilas, aún en áreas donde el concreto apareció como sano. Esta operación expuso todos los estribos horizontales de refuerzo transversal y la capa exterior del refuerzo principal. Aunque hubo áreas de concreto sano, niveles significativos de cloruros y la corrosión del refuerzo podían estar ya presentes, propiciando una posterior delaminación. El acero transversal corroído fue cortado y reemplazado. El acero principal expuesto fue exhaustivamente limpiado por medio de un chorro de arena y protegido con una lechada de gran trabajabilidad, con propiedades mecánicas similares al concreto existente y con una excelente resistencia a la penetración del ion cloruro.

Para los arcos y la superficie interna de las pilas se desarrolló un examen ultrasonico para identificar áreas delaminadas. La cubierta de concreto se removió en ellas a una profundidad mínima de 15 mm más allá de las varillas. Después que éstas fueron limpiadas con chorros de agua y arena, se les aplicó una cubierta adhesiva inmediatamente antes de reemplazar la cubierta de concreto con un mortero de polímero modificado, seguido de un cuidadoso curado durante varios días.

Una cubierta superficial de protección se aplicó a los arcos y a las pilas después de las reparaciones, a fin de proveer una mayor protección contra la carbonatación y la penetración de los cloruros.

### *Evaluación estructural.*

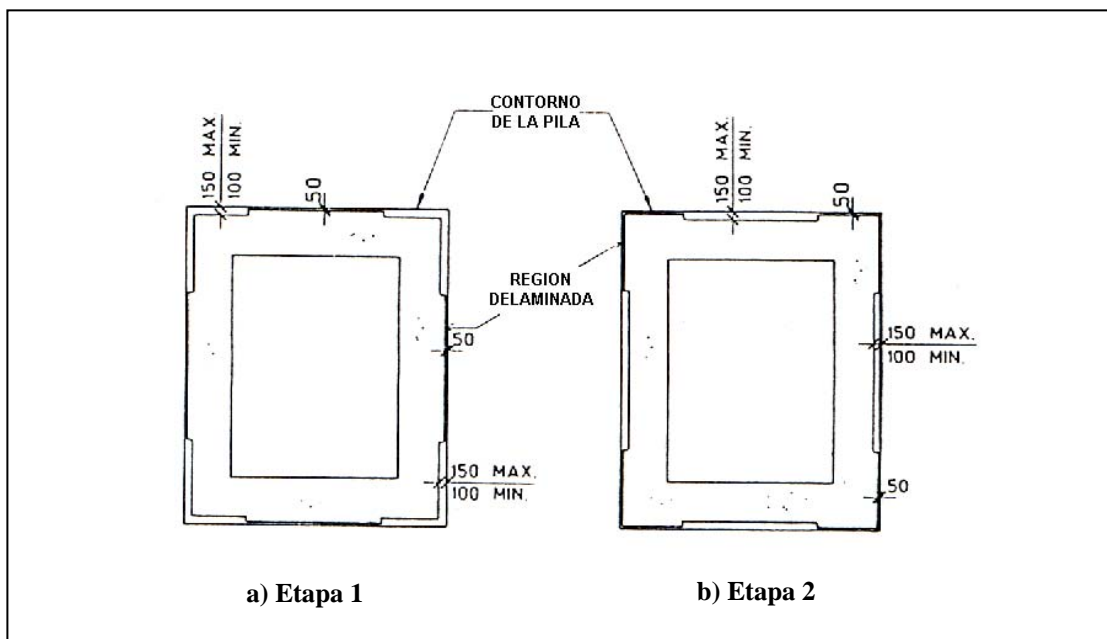
Para asegurar que se mantuviese un factor de seguridad adecuado durante los trabajos de reparación, se hizo una evaluación sobre la seguridad el puente, en especial de las pilas, verificando las memorias de cálculo contra los planos constructivos.

Los cálculos del diseño original mostraron que la sección transversal de una pila típica alcanzaba un nivel de esfuerzos del 71% de los esfuerzos permisibles en el concreto y de 24% de los esfuerzos permisibles en el acero en la condición crítica de carga.

La remoción de la cubierta de 100 mm debilitaría las pilas. Como el puente requería soportar con seguridad el tráfico vehicular durante la reparación y resistir las posibles cargas producidas por un tifón, se propuso una reparación en dos etapas. La superficie de cada pila fue dividida en regiones de esquina y regiones centrales. La región de esquina fue de un cuarto del ancho medido del centro de las cuatro caras verticales de cada pila. La región central fue la porción remanente al centro de las caras verticales. La etapa uno incluyó el reemplazo de los 100 mm de la capa superficial de concreto en la región de esquina. En la segunda etapa se reemplazó la cubierta exterior de 100 mm de espesor de concreto, en la región central. Esta etapa se iniciaría después de que el concreto que fuera reemplazado en la región de esquina hubiese alcanzado la resistencia especificada.

Para verificar la propuesta del trabajo en dos etapas se revisaron secciones reducidas de la columna, para asemejar las etapas consideradas para la reparación, ver **figura 7.6**.

**Figura 7.6 Etapas de reparación de la pila.**

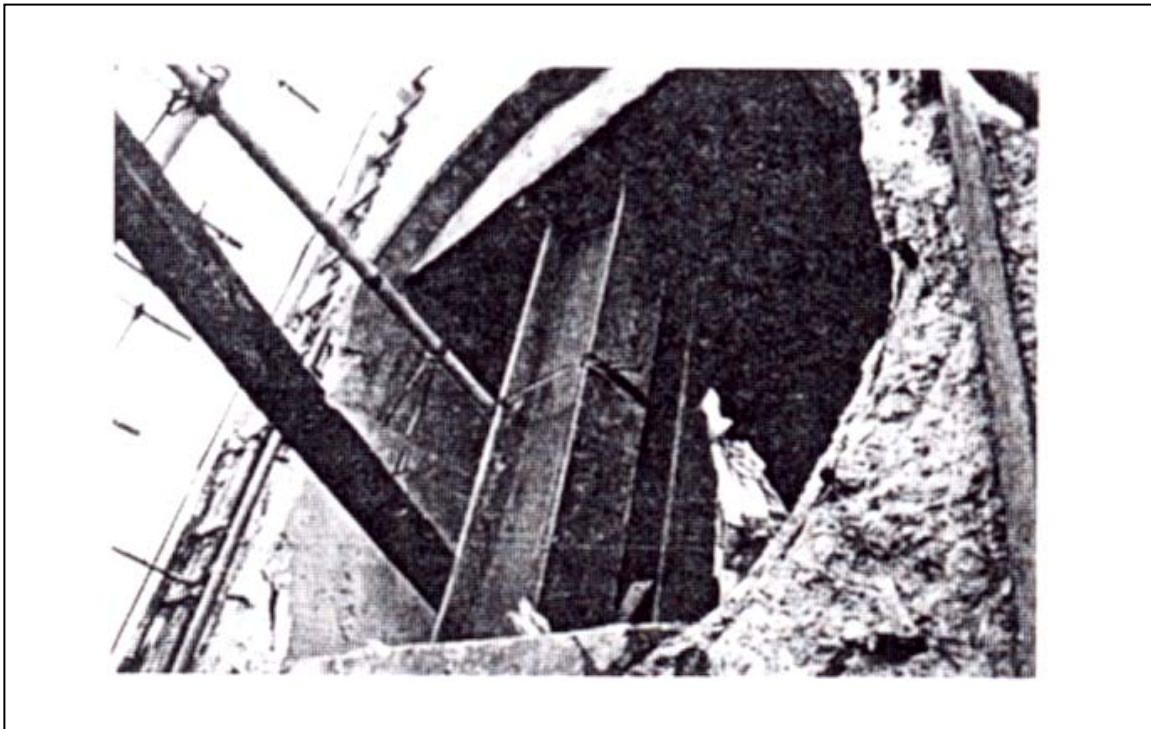


En la primera sección se removieron los 150 mm exteriores de concreto en la región de esquina para simular la etapa en que se removían 100 mm de cubierta de concreto. Una capa de 50 mm de concreto se descontó en la parte central de la sección reducida, ya que la cubierta exterior de 50 mm las pilas era poco efectiva estructuralmente. Fue

considerada también una reducción de 4 mm en las barras principales de refuerzo de 32 mm, esto para simular la peor condición de corrosión. Un procedimiento similar de verificación se aplicó para la región central. Los cálculos mostraron que durante los trabajos de reparación, los esfuerzos de trabajo en las pilas podrían alcanzar el 92% de los esfuerzos permisibles en el concreto y un 39% de los esfuerzos permisibles en el acero principal bajo condiciones críticas de carga.

En las aberturas de ventilación, la sección transversal de la pila se reduce y los esfuerzos son mucho mayores que en una sección típica. Un apuntalamiento en estas aberturas fue necesario durante los trabajos de reparación. Se prohibió el uso del puente a vehículos pesados no permitidos en el diseño original (**figura 7.7**).

**Figura 7.7** Aberturas temporales de ventilación.



### El contrato de reparación

Los trabajos de reparación descritos arriba fueron realizados mediante un contrato de precios unitarios porque la cantidad de material empleado en los parches requería verificación de campo. El contrato fue propuesto a contratistas especializados en reparaciones de obras de concreto incluidos en la lista restringida del gobierno, ya que era necesario que la reparación fuera ejecutada por empresas especializadas.

La calidad del material y de la mano de obra fueron la clave del éxito de la reparación, siendo monitoreados por medio de una lista de verificación de actividades y por un criterio de aceptabilidad aplicable al contratista. Las listas de verificación de actividades eran firmadas por un ingeniero de control de calidad, cuando las acciones eran desarrolladas satisfactoriamente.

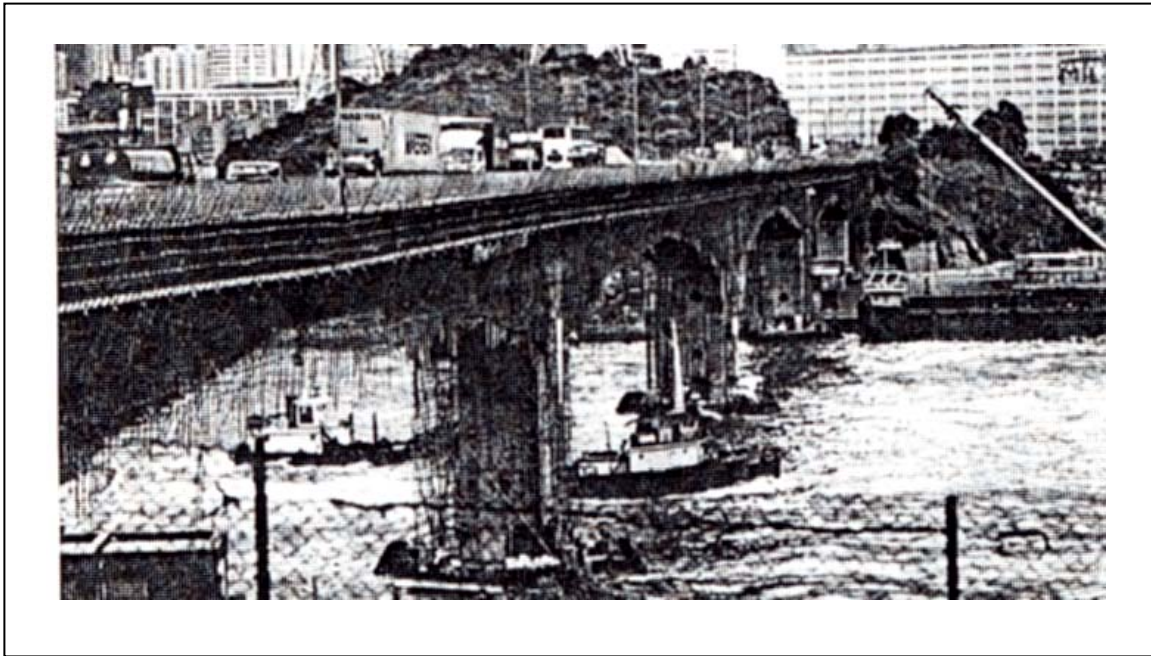
A fin de minimizar el daño al puente en caso de que un accidente severo pudiese detener los trabajos de reparación en él, las pilas fueron reparadas en claros alternados. De esta manera las pilas debilitadas durante la reparación eran ayudadas por las pilas adyacentes, a fin de transferir el cortante en el extremo de los tramos en cantiliver. La secuencia de la reparación basada en ese principio fue la siguiente:

Fase 1. Reparación de la pila 1, 3 y 5. Al terminar primero la pila 5 se evitó interferir con la temporada alta de operaciones en la terminal de contenedores.

Fase 2. Reparación de las pilas 2 y 4, después de terminar la reparación de las primeras tres pilas.

Los parches de reparación para las superficies internas de las pilas se desarrollaron inmediatamente después de que el concreto reparado en la cara externa de la misma pila hubo alcanzado la resistencia especificada. Los parches de reparación para los arcos pudieron llevarse a cabo en cualquier momento antes de que fuera aplicada la cubierta protectora.

**Figura 7.8 El puente bajo reparación.**



### Conclusión

En Hong Kong muchas estructuras son construidas con concreto reforzado y expuestas a un clima cálido y húmedo. En muchos casos el ambiente es particularmente severo y las estructuras pueden deteriorarse rápidamente. Aunque este puente es un claro ejemplo de cómo una estructura deteriorada puede valorarse y restaurarse a través de una minuciosa investigación de la relación costo-beneficio de la reparación, es siempre mejor considerar la durabilidad y el mantenimiento en una etapa temprana del diseño a fin de proveer una adecuada durabilidad y un fácil mantenimiento.

### **7.3 REHABILITACION DE UN PUENTE HISTORICO SOBRE EL RIO SAND, CERCA DE VIRGINIA EN SUDAFRICA**

#### Resumen

Durante febrero y marzo de 1988, la Provincia Libre de Sudáfrica fue afectada por inundaciones devastadoras. El viejo puente de arcos sobre el río Sand, cerca de Virginia en esa provincia, fue totalmente cubierto durante las inundaciones y separado de sus accesos, los cuales fueron devastados además de que la superestructura del puente fue dañada severamente. La planeación de futuros caminos en la vecindad inmediata del puente preveía la necesidad de un nuevo puente sobre el río, reemplazando así al viejo puente. Una investigación detallada reveló que el viejo puente tenía una mucho mayor resistencia de la que se esperaba. A través de un innovador diseño se encontró una solución que evitó la construcción de un nuevo puente y por lo tanto representó un ahorro de gran magnitud para la Administración.

#### Introducción.

Durante febrero y marzo de 1988, la Provincia Libre de la República de Sudáfrica fue afectada por inundaciones devastadoras. La red carretera provincial fue destruida de tal manera que Bloemfontein, la capital de la provincia, quedó aislada del resto del país durante muchos días. Esto se debió a que muchos puentes fueron totalmente derruidos, y los accesos de otros 20 puentes fueron igualmente dañados. El mayor problema fue la reconstrucción de esos accesos para restablecer las vías carreteras.

Uno de los puentes más dañados durante esas inundaciones fue el puente histórico número 96 sobre el río Sand, cerca de Virginia, el cual fue construido en 1926. La importancia de este puente reside en el hecho de que forma parte de la unión entre los campos de oro de la Provincia Libre y Lesotho, país que provee la mano de obra para la explotación de las minas. Debido a un incremento en los volúmenes de tráfico, la ruta fue mejorada como parte de una acción rutinaria. El alineamiento del nuevo camino había sido preparado para la construcción de un nuevo puente que reemplazaría al existente.

Los prohibitivos costos de un nuevo puente orillaron a que se desarrollara una minuciosa investigación sobre la factibilidad de reparar y reutilizar la estructura existente, en vez de construir un nuevo puente con un mayor costo.



## Puente existente

### *Generalidades.*

La estructura existente fue construida en 1926 y en consecuencia no hubo información sobre su construcción. No pudieron ser localizados los planos estructurales y sólo se encontró un croquis de localización que no mostraba la posición del puente. El puente es una construcción a base de arcos y debido a su edad es considerado como histórico.

### *Condiciones de cimentación.*

Una inspección visual del puente reveló que las pilas fueron cimentadas sobre una roca arenisca. La arenisca se encontró en varios sitios sobre el lecho del río, en la vecindad del puente. Basándose en la evaluación visual y en la ausencia de cualquier socavación se asumió con razonable certidumbre que el puente fue firmemente cimentado sobre dicha roca, razón por lo que se consideró innecesario realizar investigaciones geotécnicas mayores. La resistencia a la compresión estimada en la arenisca es de 1000 kPa.

### *Estructura*

La subestructura consiste en pilas de concreto masivo, estribos y aleros. La longitud total de la estructura es de aproximadamente 90 metros, consistente en 9 claros de arco de concreto reforzado. Se construyeron paredes de concreto masivo a los lados de los arcos para contener rellenos de escombros. La superficie de rodamiento fue proporcionada con la colocación de materiales prefabricados construyéndose aceras a los lados. Se añadieron, además, barandales metálicos. La altura total del puente sobre el fondo del río era de 11 metros y el ancho total del puente de 4.6 m, con un ancho de calzada efectivo de 3.0 metros.

Una característica interesante del puente fue el hecho de que los dos claros extremos entre los estribos y las pilas adyacentes fueron cerrados por medio de paredes de concreto. La razón para ello se desconoce. Se presume que los estribos necesitaron apoyo estructural, pero cerrar esos claros definitivamente tuvo una influencia negativa en la capacidad hidráulica de la estructura.

## Las inundaciones de 1998

### *Extensión de las inundaciones.*

El desbordamiento del río Sand no fue investigado por el Departamento de Asuntos Hidráulicos por no considerarse necesario, debido a que no fue considerado tan severo como en el resto de la provincia. Por lo tanto es difícil dar cifras precisas. Como sea, algunos cálculos se realizaron y los resultados se muestran a continuación:

### **Datos hidrológicos:**

<b>Area de captación:</b>	6113 km <sup>2</sup>
<b>Pendiente promedio:</b>	0.57 m/km.
<b>Lluvia media anual:</b>	615 mm/anales

Para determinar la magnitud de las inundaciones en el río Sand se analizaron todos los datos disponibles incluyendo el nivel del agua durante las inundaciones, el cual fue determinado con precisión por medio de informes de testigos y de vestigios de arrastres. Se determinó que el nivel del agua sobrepasó al puente por aproximadamente un metro.

Las investigaciones hidráulicas e hidrológicas revelaron que el caudal que sobrepasó el puente fue del orden de 2650 m<sup>3</sup>/seg., el cual corresponde a una creciente con una recurrencia de mas de 50 años. Intervalos de recurrencia de más de 200 años se determinaron en el resto de la provincia.

### *Daños en el puente*

El puente fue rebasado por la inundación y consecuentemente los accesos fueron deslavados, permitiendo que el agua fluyera a través de toda la estructura. Aún mas, el agua removi6 grandes porciones de escombros de relleno de los arcos. Aparte del daño descrito, montones de arrastres incluyendo grandes árboles fueron depositados sobre el puente.

Una inspección del puente después de las inundaciones mostr6 que la subestructura, en contraste con la superestructura, no mostraba signos visibles de daño o de debilidad estructural. Aunque se encontraron agrietamientos en los arcos y en los aleros, no pudo comprobarse que estos hayan sido causados por las inundaciones.

El hecho de que el puente resistiera las fuerzas de la inundación indicó que la estructura poseía una mucho mayor resistencia que la inferida por una evaluación visual. La existencia de grandes grietas en los arcos y en los aleros, también indicó que la estructura no debería someterse a cualquier carga adicional.

#### Rehabilitación de la estructura existente.

##### *Antecedentes generales*

Debido a los severos recortes en los presupuestos para los caminos en la provincia, se consideró la posibilidad de utilizar la estructura existente para evitar la construcción de un nuevo puente aguas abajo. El costo de un nuevo puente fue estimado en 500,00 libras esterlinas. La Administración estaba dispuesta a aceptar las restricciones de carga y geometría, si fueran necesarias.

##### *Criterios de diseño.*

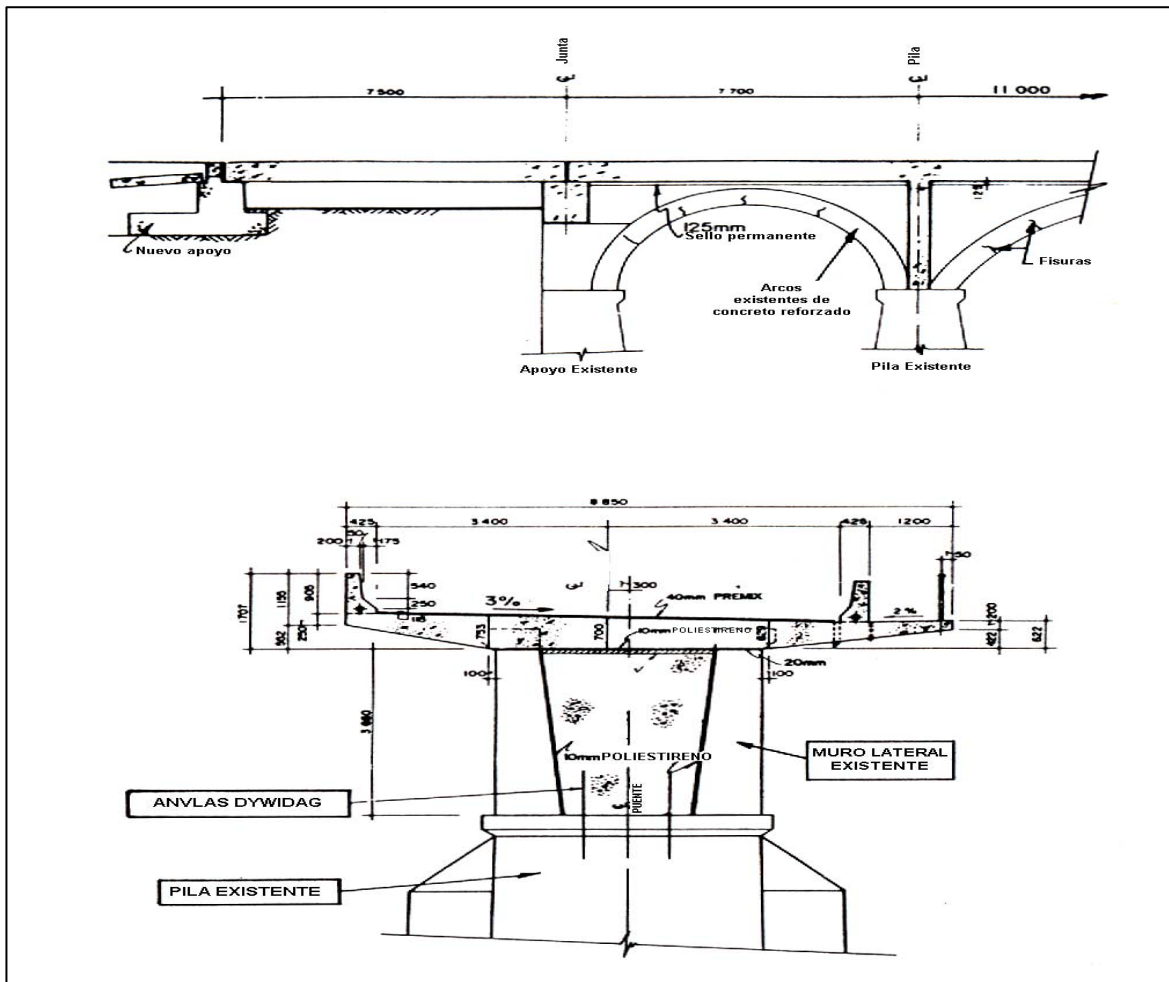
La estructura rehabilitada debía que cumplir con los siguiente criterios:

- Tenía que albergar tráfico en dos sentidos.
- Tenía que alojar el paso de peatones.
- Debía de incurrirse en mínimos costos de demolición sobre la estructura existente.
- Tenía que usarse la subestructura existente y no debía permitirse ninguna carga adicional sobre la superestructura.
- Tenía que minimizarse el costo de reforzamiento de la estructura existente.
- Los aleros existentes no debían construirse mas altos.
- La estructura debía ser diseñada para resistir una avenida de 50 años de recurrencia, así como las cargas vivas especificadas.
- La sección transversal de la cubierta tendría:
  - Dos carriles de 3.1 metros.
  - Dos hombros de 0.3 metros.
  - Dos barandales de 0.425 metros, tipo Nueva Jersey.
  - Una banqueta de 1.2 metros, para peatones.
  - Un ancho total de 8.85 metros.

Estructura final

Para cumplir con los criterios arriba mencionados, se propuso una solución estructural y subsecuentemente se construyó, se hizo un uso óptimo de la estructura existente, mientras se contó con una alternativa económica y funcional para un nuevo puente. La solución se discute ahora brevemente con referencia en la **figura 7.9**.

**Figura 7.9** Modificación estructural del puente.



La subestructura existente se mantuvo intacta y se añadió una cubierta continua de concreto reforzado, soportada por columnas apoyadas en las pilas existentes. Todos los rellenos fueron removidos de los arcos existentes dejando los muros laterales intactos. Las nuevas pilas fueron diseñadas para ser monolíticas con la cubierta para formar un

marco que descansaría sobre las viejas pilas. Una estructura continua era necesaria para asegurar la estabilidad de la nueva superestructura debido a la necesidad de añadir grandes voladizos para aumentar el ancho de la sección transversal.

Las nuevas pilas fueron diseñadas con articulaciones sobre las pilas existentes fijadas por medio de barras Dywidag, pasivas ancladas en el concreto existente. Para asegurar una mínima transferencia de carga hacia la estructura existente, se tuvo cuidado de proveer holguras entre la vieja estructura y la nueva.

Para no extender los aleros verticalmente, se decidió construir dos pequeños claros adicionales en cada lado del puente. Estos tramos son simplemente apoyados y descansan sobre los estribos ya existentes y tuvieron que ser apoyados sobre los accesos reconstruidos. Se colocaron juntas de dilatación en los extremos de la estructura continua.

Antes de que iniciara la construcción y después que los rellenos fueron removidos de la estructura, se tomaron corazones de concreto de todas las pilas, para determinar la resistencia *in situ* del material de soporte de las nuevas pilas. Los resultados obtenidos mostraron que el concreto tenía un mínimo de resistencia de 20 MPa.

#### Construcción.

Se experimentaron numerosos problemas durante la construcción. Los mayores problemas fueron el flujo del agua y la necesidad de una obra falsa para soportar los grandes voladizos. Debido a la carencia de datos constructivos, las dimensiones del puente una vez limpiado de escombros difirieron de las consideradas en el diseño, a tal grado que fue necesario revisar y adaptar ciertas dimensiones y refuerzos. Un sistema especial de soporte para los voladizos tuvo que ser diseñado para asegurarse que no se transmitiesen cargas adicionales a las paredes de los arcos. La cimbra tuvo que ser incluir contra flechas para compensar las deflexiones durante el colado.

Gracias a todo el equipo de trabajo comprometido en la obra, el proyecto fue exitosamente terminado a tiempo, dentro de lo presupuestado y sin reclamos del contratista.

El costo final de la rehabilitación estructural fue de 100,000 libras esterlinas, se realizó en menos de 6 meses y con un costo menor al esperado.

## Conclusiones

Sudáfrica, como muchos otros países en el mundo, experimenta la carencia de fondos para la construcción y el mantenimiento de carreteras. Esto significa que tendrán que encontrarse soluciones innovadoras que provean la gran infraestructura necesaria para asegurar una economía creciente. Este proyecto, aunque no se clasifica como una gran realización ingenieril, muestra como a través de una innovadora ingeniería es posible ahorrar grandes cantidades de dinero u obtener mayores beneficios de las inversiones realizadas.

Esta solución no sólo ahorró dinero sino que proporcionó una alternativa estética y funcional. Los principios adoptados pueden ser usados en otros grandes proyectos y pueden proporcionar sustanciales ahorros de dinero.

---

## **CONCLUSIONES**

---

## CONCLUSIONES

Como se ha visto en este trabajo, es importante considerar que las etapas de la gestión de puentes van desde el diseño conceptual, el diseño estructural, la construcción, el mantenimiento y la operación de estas estructuras. En cada una de estas etapas se deberán tomar las previsiones del caso para conservar y en su caso aumentar el periodo de durabilidad de los puentes.

El diseño conceptual es la etapa en la que se pueden prevenir las anomalías que puedan deberse al comportamiento estructural durante la vida de la obra. Es por ello que aquí deben de considerarse los tipos de estructuras más convenientes para las condiciones ambientales del cruce en estudio. Deberán considerarse además, aspectos tales como las características del camino y el tipo de vehículos que transitaran por él. Se deben prever también las necesidades de instalaciones especiales y el equipo que pueda ser necesario para realizar las inspecciones que deban realizarse con posterioridad.

Durante la etapa de diseño estructural se deberán cuidar aspectos tales como la resistencia requerida por la estructura. Se debe diseñar considerando el medio en el que estará expuesta la estructura para poder especificar las características de los materiales de construcción que deban de emplearse. Además, es importante que el diseñador esté en contacto con el constructor, para que él sugiera las modificaciones que estime convenientes realizar al diseño original, esto cuando se presente alguna vicisitud durante la etapa de construcción del puente.

Para prevenir algunos mecanismos de deterioro, el concreto deberá cumplir con ciertas condiciones: es deseable que el concreto sea preparado con una baja relación agua/cemento, que sea compactado y curado adecuadamente a efecto de disminuir su permeabilidad. Es recomendable que los espesores de recubrimiento del acero de refuerzo se conserven según lo especificado en los planos ejecutivos del diseño, pues la disminución de éstos aumenta la posibilidad de que los agentes atmosféricos penetren rápidamente en el concreto, aumentando considerablemente la probabilidad de daño severo a la estructura en un periodo de tiempo corto.

Es igualmente recomendable que el constructor se encuentre familiarizado con el proyecto, a efecto de que pueda aplicar los procedimientos constructivos más adecuados para el tipo de estructura en desarrollo.



La supervisión jugará un papel primordial en la verificación del cumplimiento de las especificaciones del proyecto y de los procedimientos constructivos recomendables para cada caso en particular. Es por ello que cuando se presente alguna anomalía que pudiese afectar en el futuro la durabilidad de la estructura no se deberá de aceptar, ordenándose que se realicen de nueva cuanta los trabajos de acuerdo a lo proyectado. Aunque esto puede parecer radical, permite ahorrar a futuro tiempos muertos de la estructura debido a trabajos de reparación o rehabilitación, así como la erogación de fuertes cantidades de dinero por este concepto.

Una vez que el puente se encuentre en funcionamiento, es importante no perder de vista el proceso de monitoreo que de él deba hacerse. Este puede ser realizado en un principio por el personal encargado del mantenimiento del camino. Si se reportase la aparición de alguna anomalía en algún puente que se encuentre bajo inspección, se deberá realizar una evaluación más detallada. Si como consecuencia de ésta se determina que la severidad de las anomalías es tal que es necesario conocer a fondo el estado de los materiales de la estructura, se deberá programar una inspección detallada, que permita establecer los orígenes y magnitudes de los daños observados.

Se requiere que las inspecciones que se efectúen a los puentes se realicen de acuerdo a la periodicidad recomendada en el quinto capítulo de este trabajo, ello con el propósito de asegurar la oportuna detección, corrección o en su caso, la reparación oportuna de los daños identificados.

Para la ejecución de una inspección especial, necesaria cuando la extensión de los daños es muy grande, se deberá planear detalladamente la estrategia de ejecución poniendo especial cuidado en la elección de los métodos de prueba necesarios, mismos que se determinaran con base en el tipo de daños observados en la estructura, en su extensión y en su grado de avance.

Las pruebas seleccionadas deben realizarse en los sitios que permitan obtener los resultados más significativos. Es posible combinar dos o más tipos de pruebas para obtener información fehaciente sobre el estado del concreto, considerando siempre que los valores que se obtengan de cada una de ellas deberán correlacionarse.

Cuando se dude acerca de la interpretación de los resultados obtenidos en una prueba, no se debe dudar en solicitar el apoyo de otros ingenieros especialistas en inspección y

evaluación de este tipo de estructuras, toda vez que la comunicación entre ellos resulta muy importante para la clarificación de los resultados obtenidos.

Conocidas la naturaleza y la extensión de los daños presentes en la estructura, se podrá definir la estrategia de reparación con base en los reportes de trabajos similares efectuados en otras estructuras, así como en informes sobre la evolución de esas reparaciones a lo largo del tiempo.

Las inspecciones lo trabajos de rehabilitación y otras actividades que se hayan realizado en un puente, deben ser sistemáticamente documentados con la finalidad de establecer una fuente confiable de información que permita conocer en cualquier momento la evolución de una estructura. Dicha información podrá servir en un futuro para la toma de decisiones respecto a los trabajos de mantenimiento que deban efectuarse en estas estructuras.

Finalmente, con base en los resultados de las pruebas realizadas para verificar el estado de una estructura, se debe realizar un profundo análisis de todas las acciones que se deban realizar para evitar, hasta donde sea posible, la erogación de grandes cantidades de dinero en la realización de trabajos de reparación infructuosos.

---

**ANEXO 1**

**REPORTE DE INVENTARIO E INSPECCIÓN PRINCIPAL**

---

En este anexo se muestran los formatos utilizados para el registro de una inspección principal, de acuerdo al Sistema de Puentes Mexicanos (SIPUMEX) de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes.

Inicialmente se presenta un formato de datos generales de un puente ficticio y a continuación se muestran los apéndices C, D, E y F mediante los cuales se recaba información adicional que se debe de anexar a los reportes de las inspecciones, pues permitirán contar con información adicional que se deba conocer.





DGCCOP/SCT	SIPUMEX		Fecha	Hoja				
	Reporte de inspección principal		94.01.21	3				
Puente: 19-001-01.0-1-01.0 Fictitious bridge								
Resumen cronológico:	Fecha	Actividades						
	1993.05.05	Inspección principal						
Ultima inspección principal:								
Fecha:	1993.05.05	Iniciales: BL	Tiempo: SOLEADO	Temperatura: 25				
Tráfico: TPDA.....:			300					
Camiones % .....			15					
Autobuses % .....			8					
Carros % .....			77					
Año de la próxima inspección principal: 1995								
Obras de reparación								
Nú. Componente	Fo-	Cal	Man	Ins				
Descripción del daño	tos	ifi	ten	Esp	T			
Tipo de daño					p	Canti	Año	Costo
1 SUPERFICIE DE PUENTE	1	2	-					
2 JUNTAS DE EXPANSION	0	2	+					
3 BANQUETA/CAMELLON	0	1	+					
4 PARAPETO/PASAMANOS	0	2	+					
5 CONOS/TALUDES	0	1	-					
6 ALEROS	0	1	+					
7 ESTRIBOS	0	2	-					
8 PILAS	0	1	-					
9 APOYOS	0	1	+					
10 LOSA	0	2	+					
11 LARGUEROS/TRABES	4	4	+	+	B	352	1994	237,60
Wide shear craks in all								
girders, approx. 1.5 mm								
Daño estructural (sobrecarga)								
12 CAUCE	0	1	+					
14 PUENTE EN GENERAL	1	4	-					

<b>Lista de verificación de Métodos de Investigación Empleados, Inspección Especial</b>		<b>Apéndice C</b>
<b>SIPUMEX</b>		<b>Página ___/___</b>
<b>Identificación del Puente:</b> _____		<b>Fecha:</b> ___ ___ ___
<b>Métodos:</b>	<b>Planeados</b>	<b>Ejecutados</b>
<b>General</b>		
Inspección visual superficial		
Croquis que muestre la orientación y el número de elementos		
Temperatura ambiente		
Revisión de Inventario e Inspección Principal		
<b>Problemas de Corrosión</b>		
Croquis del patrón de daño		
Mediciones de recubrimiento		
Mediciones de Potencial Electroquímico (ECP)		
Ruptura		
Reducción de la sección transversal del refuerzo		
Carbonatación		
Medición de humedad relativa		
Prueba de Cloruros		
Extracción de corazones		
<b>Problemas Estructurales</b>		
Croquis del patrón de daño		
Mediciones de ancho de grietas		
Prueba CAPO		
Geometría del refuerzo		
Extracción de corazones		
<b>Otros</b>		
Mediciones de pulso ultrasónico		
Detección magnética de refuerzo		



<b>Forma para Croquis, Inspección Especial</b>		<b>Apéndice D</b>
<b>SIPUMEX</b>		<b>Página __/__</b>
<b>Identificación del Puente:</b> _____		<b>Fecha:</b> ____
<b>CO:</b> Core	<b>CI:</b> Prueba de Cloruros	<b>BU:</b> Prueba de ruptura
<b>EP:</b> Posición del Electrodo		
<b>CP:</b> Prueba CAPO	<b>CB:</b> Prueba de Carbonatación	<b>HU:</b> Humedad relativa
<b>CM:</b> Medición del recubrimiento		

Registros, Inspección Especial  
SIPUMEX

Apéndice E  
Página \_\_/\_\_

Identificación del Puente: \_\_\_\_\_

Fecha: \_\_ \_\_

Método	Componente/Posición	Resultados



---

## **BIBLIOGRAFIA**

---

---

**BIBLIOGRAFIA**

- Tecnología del Concreto, Tomos I, II y III  
Neville, A.M.  
Edit. LIMUSA, México, 1988
  
- Tecnología del Concreto, Tomo III  
Comisión Federal de Electricidad  
Edit. LIMUSA, México, 1993
  
- Manual de SIPUMEX, Tomo 3 “Inspección Principal”  
Secretaría de Comunicaciones y Transportes, México  
México, D.F 1994
  
- Manual de SIPUMEX, Tomo 4 “Inspección Especial”  
Secretaría de Comunicaciones y Transportes, México  
México, D.F 1994
  
- Manual de SIPUMEX, Tomo 10 “Diseño de Reparaciones”  
Secretaría de Comunicaciones y Transportes, México  
México, D.F 1996
  
- Bridge Management 2  
Editado por J. E. Harding  
E & FN SPON  
Londres, 1995
  
- Bridge Management 3  
Editado por J. E. Harding  
E & FN SPON  
Londres, 1996
  
- Durabilidad del Concreto  
Comité ACI-201  
Edit. LIMUSA, México, 1988
  
- Guía para la Durabilidad del Concreto en la República Mexicana  
Suplemento Mexicano del Informe del Comité ACI-201  
ACI-SECCION MEXICO, 1989
  
- Assessment of Concrete in Bridge Structures  
J, H. Bungey  
Edit. Black Academic & Professional, Londres 1996