



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA  
FACULTAD DE INGENIERIA, UNAM  
CURSOS ABIERTOS**



**CURSO:** INSPECCION, MANTENIMIENTO Y REHABILITACION DE PUENTES

**FECHA:** del 27 de octubre al 7 de noviembre de 1997

**EVALUACIÓN DEL PERSONAL DOCENTE**

(ESCALA DE EVALUACIÓN: 1 A 10)

CONFERENCISTA	DOMINIO DEL TEMA	USO DE AYUDAS AUDIOVISUALES	COMUNICACIÓN CON EL ASISTENTE	PUNTUALIDAD
ING. AMILCAR GALINDO SOLORIZANO				
ING. ALFONSO RICO RODRIGUEZ				
ING. MIGUEL ARTURO BAROUSSE MORENO				
ING. ALBERTO FREGOSO				
ING. BENJAMIN BARREDA AMIGON				
ING. VICTOR VILLALBA HERNANDEZ				
ING. ALFONSO ALMAZAN RAMIREZ				
ING. FRANCISCO AGUILAR RODRIGUEZ				
ING. ALBERTO FREGOSO VAZQUEZ				
ING. EDUARDO RODRIGUEZ SALAZAR				
ARQ. VICTOR HOYOS PARRAO				
ING. ADOLFO SANCHEZ SANCHEZ				
ING. CARLOS KING REVELO				
DR. JUAN JOSE CARPIO PEREZ				
ING. MARCOS DANIEL HERNANDEZ ROMERO				
ING. JORGE COSTA				

Promedio \_\_\_\_\_

**EVALUACIÓN DE LA ENSEÑANZA**

CONCEPTO	CALIF.
ORGANIZACIÓN Y DESARROLLO DEL CURSO	
GRADO DE PROFUNDIDAD DEL CURSO	
ACTUALIZACIÓN DEL CURSO	
APLICACIÓN PRACTICA DEL CURSO	

Promedio \_\_\_\_\_

**EVALUACIÓN DEL CURSO**

CONCEPTO	CALIF.
CUMPLIMIENTO DE LOS OBJETIVOS DEL CURSO	
CONTINUIDAD EN LOS TEMAS	
CALIDAD DEL MATERIAL DIDÁCTICO UTILIZADO	

Promedio \_\_\_\_\_

Evaluación total del curso \_\_\_\_\_

Continúa...2

1. ¿Le agradó su estancia en la División de Educación Continua?

SI

NO

Si indica que "NO" diga porqué:

2. Medio a través del cual se enteró del curso:

Periódico <i>Excelsior</i>	
Periódico <i>La Jornada</i>	
Folleto anual	
Folleto del curso	
Gaceta UNAM	
Revistas técnicas	
Otro medio (Indique cuál)	

3. ¿Qué cambios sugeriría al curso para mejorarlo?

---

---

---

---

---

---

4. ¿Recomendaría el curso a otra(s) persona(s) ?

SI

NO

5. ¿Qué cursos sugiere que imparta la División de Educación Continua?

---

---

---

---

---

---

6. Otras sugerencias:

---

---

---

---

---

---



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.  
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

**CURSOS INSTITUCIONALES**

**INSPECCION, MANTENIMIENTO Y REHABILITACION DE PUENTES  
(IMPARTIDO POR ESTA DIVISION Y EL IMT)**

**del 27 de octubre al 7 de noviembre de 1997**

**DIRECTORIO DE ALUMNOS**

**ING. ACOSTA JUAREZ GUMARO  
S.C.T.**

**Ingeniero Químico  
Av. Coyoacán 1895, Col. Acacias  
México, D. F.  
Tel: 5 24 72 85**

**ING. AGUILAR PEREZ ANDRES  
ENEP ARAGON**

**Estudiante  
Rancho Seco S/N, Bosques de Aragón  
Cd. Nezahualcoyotl, Edo. de México.  
Tel: 771 37 59**

**ING. ANAYA FERREGRINO NOE  
ENEP ARAGON**

**Estudiante  
Av. Rancho Seco S/N, Cd. Nezahualcoyotl  
Tel: 7 55 44 16**

**ING. ARAIZA RODRIGUEZ JOSE LUIS  
S. C. T.**

**Residente de Puentes  
Voulevard Luis D. Cocasio S/N  
C. P. 82081, Pachuca, Hgo.  
Tel: 3 27 93**



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.  
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

**ING. BANDALA HERNANDEZ ROSALIAÇ  
ENEP ARAGON**

**Estudiante**

**Racho Seco S/N, Fracc. Bosques de Aragón**

**Cd. Nezahualcoyotl, Edo. de México**

**Tel: 766 49 17**

**ING. BARRIENTOS CARDENAS JUAN ANTONIO**

**S.C.T.**

**Aux. de la Residencia de Puentes**

**Federalismo 431 Sur, C.P. 80200**

**Culiacán, Sinaloa**

**Tel: 14 22 70 y 14 49 07**

**ING. BAZ UC WILLIAM**

**S.C.T.**

**Residente de Obra**

**Km. 2.5, Carre. Chichi Suárez**

**Mérida, Yuc.**

**Tel. 86 35 41**

**ING. BELTRAN VAZQUEZ EDGAR JOSE**

**S. C. T.**

**Subresidente de Obra**

**Jenova Esq. JJ. Siordia, Nueva Italia**

**Chetumal, Quintana Roo**

**Tel: 2 84 57**

**ING. BRAMBILA RIVERA FERNANDO**

**S.C.T.**

**Residente de Coservación de Puentes**

**Carr. Xalapa-Ver, Las Animas, Xalapa**

**Tel: 91 29 12 52 58**





**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.  
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

**ING. CAMACHO GARCIA ARMANDO  
S.C.T.**

**Supervisor y Revisor de Estudios  
Carr, a Bahía de Kino Km. 4.5, El Llano  
C.P. 83210, Hermosillo, Son.  
Tel: 18 25 71**

**ING. CAMPOS MARTINEZ BENJAMIN  
ENEP. ARAGON**

**Especialización en Puentes  
Rancho Seco S/N, Bosques de Aragón,  
Neza, Estado de México  
Tel: 7 66 08 15**

**ING. CRISTOBAL ESTRADA EMETERIO  
S.C.T.**

**Residente de Obra  
Genaro Codina 295, López Velarde  
Guadalupe, Zacatecas.  
Tel: 3 08 08**

**ING. DAVALOS LOPEZ JUAN ANTONIO  
S.C.T.**

**Residente de Puentes  
Av. Industrial  
San Luis Potosí, S. L. P.  
Tel: 24 70 26**

**ING. DUARTE CAMACHO DAVID  
S.C.T.**

**Auxiliar Jefe de Laboratorios  
Chechen y Boulevard Agustín Olachea Km. 21  
Las Garzas, C.P. 23060, La Paz, B. C. S.  
Tel: 219 67 y 210 46**

**ING. ESPINOSA HERNANDEZ FERNANDO  
S.C.T.**

**Ing. Especialista  
Perif. Luis Echeverría 1320, 3er. Piso,  
Colonia Centro, C.P. 25000, Saltillo, Coah.  
Tel: (84) 30 13 16**



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.  
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

**ING. ESPINO MARES EDMUNDO AGUSTIN  
S.C.T.**

**Supervisor de Programas y Proyectos  
B. Juárez y Corregidora, Edif. Federal  
C.P. 67100, Guadalupe Nuevo León  
Tel: 01 (8) 355 55 39**

**ING. ESTRADA LUNA JOSE LUIS  
S.C.T.**

**Aux. Unidades de Estudio y de Laboratorios  
Julio Diaz Torve 110, Cd. Industrial  
C. P. 20290, Aguascalientes, Ags.  
Tel: 71 02 07**

**ING. GARCIA FRANCO CARLOS ALBERTO  
S.C.T.**

**Jefe de Area de Proyectos  
Av. Federalismo 431 Sur, Recursos Hidráulicos  
C.P. 80200, Culiacán, Sin.  
Tel: 14 13 24**

**ING. GARCIA REYES ANDRES  
ENEP. ARAGON**

**Especialización en Puentes  
Rancho Seco S/N, Fracc. Bosques de Aragón  
Nezahualcoyotl, Edo. de México  
Tel: 766 49 17**

**ING. GOMEZ AMANDO ANTONIO  
S.C.T.**

**Subdirector de Supervisión de Obras  
Altadena 23, Col. Nápoles  
C.P. 03810, México, D. F.  
Tel:  
1 01 20**

**ING. GUEVARA ESTRADA ROBERTO  
S.C.T.**

**Aux. de la Residencia de Puentes  
Carr. Mex. P. Negras, Valle de las Flores  
Saltillo, Coah.  
Tel: 30 11 35**



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.  
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

**ING. HERNANDEZ BENAVIDES FERNANDO**  
**ENEP. ARAGON**  
Estudiante  
Bosques de Suiza 106, Fracc, Bosques de Aragón  
C.P. 57170, Nezahualcoyotl, Edo. de Méx.  
Tel. 766 49 17

**ING. HERNANDEZ MEJIA JUAN**  
**UNIDAD DE AUTOPISTAS DE CUOTA**  
Supervisor de Conservación  
Dr. Barragan 635, Col. Narvarte  
México, 03020, D. F.  
Tel: 530 24 31.

**ING. HERNANDEZ VEGA MARCO ANTONIO**  
**S.C.T.**  
Técnico Superior  
Av. de la Juventud S/N, Col. Burocrata  
C.P. 39090, Chilpancingo, Gro.  
Tel: 01 747 2 35 53

**ING. HERRERA SOTELO LUIS EDUARDO**  
**ENEP. ARAGON**  
Especialización en Puentes  
Hda. Rancho Seco S/N, Col. Impulsora  
Nezahualcoyotl, Edo. de Méx.

**ING. JIMENEZ ACEVEDO RAUL GUADALUPE**  
**S.C.T.**  
Auxiliar Técnico  
Altadena 23, Col. Nápoles  
México 03810, D. F.  
Tel: 687 61 99 Ext. 297

**ING. KU TUN JOSE LUIS**  
**ENEP ARAGON**  
Especialización en Puentes  
Hda. Rancho Seco S/N, Col. Impulsora  
Nezahualcoyotl, Edo. de Méx.  
Tel: 731 86 99



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.  
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

**ING. LOPEZ LECHUGA JOSE MIGUEL**  
ENEP. ARAGON  
Sanmarqueña 5, Col. Benito Juárez  
C.P. 57000, Nezahualcoyotl, Edo. de Méx.  
Tel: 742 42 10

**ING. MACIAS ZACARIAS CARLOS**  
ENEP. ARAGON  
16 de Septiembre 6, Col. San Marcos Nepantla  
C.P. 55800, Teotihuacán, Edo. de Méx.

**ING. MARTINEZ ZUÑIGA MARIO ALBERTO**  
S.C.T.  
Residente de Supervisión  
Belice 2, Arroyo del Paramo  
Uruapan, Mich.  
Tel: 831 33

**ING. MAYNEZ GRAJALES ALBERTO RAUL**  
S.C.T.  
Técnico Medio  
Altadena 23, 8o. Piso, Col. Nápoles  
C;P; 03810, México, D. F.  
Tel: 687 61 99 Ext. 100

**ING. MENEZ CRUZ RODOLFO**  
S.C.T.  
Jefe de Unidad de Estudios  
Av. Misión Sal Alfonso 3144,  
Misión del Valle  
C.P. 21377, Mexicali, B. C.  
Tel: 61 92 78

**ING. MORENO PORRAS GENARO JAVIER**  
S.C.T.  
Residente de Obra  
Av. Constituyentes 174 Pte., Col. Moderna  
C.P. 76000, Querétaro, Qro.  
Tel: 01 (42) 16 18 72



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.  
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

**ING. OLVERA CORONA MARTIN  
S.C.T.**

**Encargado de la Unidad de Estudios  
Esq. Insurgentes y Oaxaca  
C.P. 63000, Tepec, Nayarit  
Tel: 91 (32) 13 68 44 Ext. 282**

**ING. ORTEGA RIOS WOLFRIDO  
ENEP. ARAGON**

**Iturbide 15, Colonia Anahuac 1a. Secc.  
C.P. 55885, Acolman, Edo. de México.  
Tel: (915-95) 7 28 39**

**ING. ORTIZ TAPIA SERGIO  
ENEP. ARAGON**

**Edo. de Coahuila 135, Col. Providencia  
C.P. 07550, México, D. F.  
Tel: 1 20 56 86**

**ING. PEREGRINA NORIEGA RICARDO  
S.C.T.**

**Residente.  
Lázaro Cardenas 4040, Col. Chapalita  
Zapopan, Jalisco  
Tel: 91 (3) 629 50 61**

**ING. QUINTERO FLORES JUAN MANUEL  
DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS FEDERALES**

**Supervisor Técnico (Proyectista)  
Altadena 23, Col. Nápoles  
C.P. 03810, México, D. F.  
Tel: 687 61 99 Ext. 119**

**ING. QUIROZ CAMARGO C. RAMON  
DIRECCION GENERAL DE CONSERVACION DE CARRETERAS**

**Profesionista Dictaminador  
Magdalena 21, Colonia del Valle  
México, D. F.  
Tel: 783 94 92**



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.  
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

**ING. RIVAS SALGADO JOSE  
S.C.T.**

**Aux. de Residente  
Carr. Piámides 15, Col. Purificación  
San Juan Teotihuacán, Edo. de Méx.  
Tel: 91 595 6 28 16**

**ING. ROJAS SANCHEZ ZULLY  
CAMPUS ARAGON  
Calle 12 No. 80, Col. Juárez Pantitlán  
C.P. 57460, Nezahualcoyotl, Edo. de Méx.  
Tel: 756 13 39**

**ING. REYES ZARAGOZA EDUARDO  
ENEP. ARAGON  
Estudiante de Especialización de Puentes  
Av. R, Seco S/N, Col. Impulsora  
C.P. 57000, Neza,  
Tel: 730 30 02**

**ING. RUIZ SERRANO JOSE SAMUEL  
S.C.T.**

**Residente de Obra  
Libramiento Nte. Poniente  
Morelia, Mich.  
Tel: 43 27 34 58 y 59**

**ING. SILES ROJAS JORGE  
S.C.T.**

**Aux. de la Unidad de Estudios  
Leandro Valle 303, Col. Centro  
C.P. 50070, Toluca, México  
Tel: (9172) 14 24 09 14 29 13**

**ING. TELLEZ ESCAMILLA FENANDO  
S.T.C.**

**Proyectista  
Av. Coyoacán 1895, Col. Acacias  
C.P. 03240, México, D. F.  
Tel: 524 92 65 Ext. 312**



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.  
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

**ING. VALVERDE OCHOA SALVADOR  
S.C.T.**

**Técnico Superior  
Rio Papaloapan 222, Fracc. Valle Alegre  
C. P. 34120, Durango, Dgo.  
Tel: 12 69 00**

**ING. VAZQUEZ CALDERON LUIS MIGUEL  
S.C.T.**

**Analista  
Altadena 26, Col. Nápoles  
C.P. 03810, México, D. F.  
Tel: 687 61 99 Ext. 103**

**ING. YAH CIME JOSE FRANCISCO  
S.C.T.**

**Jefe de la Unidad de Estudios  
Av. Venustiano Carranza S/N, Col. Nueva Italia  
Chetumal, Quintana Roo  
Tel: 221 86**



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.  
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

**CURSOS INSTITUCIONALES**

**INSPECCION, MANTENIMIENTO Y REHABILITACION DE PUENTES**

del 27 de octubre al 7 de noviembre de 1997

INSTITUTO MEXICANO DEL TRANSPORTE

**MATERIAL DIDACTICO**

Ing. Ronald Medlock  
Palacio de Minería

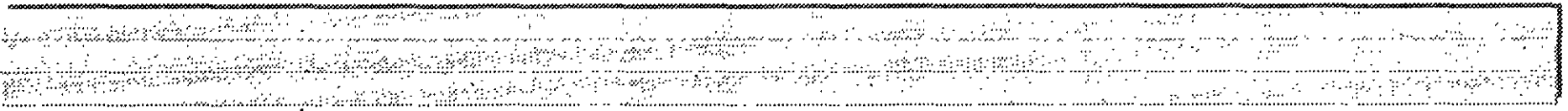
1997.



# Repainting Steel Bridges

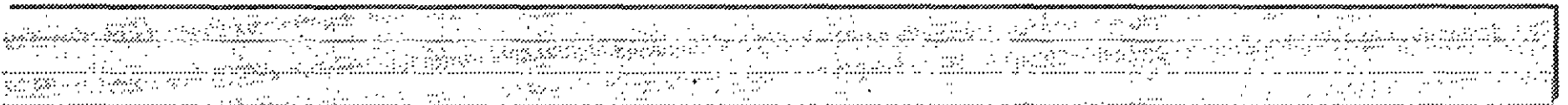
# Repainting Steel Bridges

- When to repaint
- Complete Overhaul
- Overcoating
- Handling Lead Based Paint



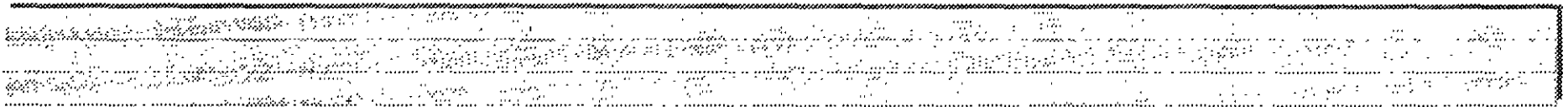
# When to Repaint

- No Standard Criteria
- Decision based upon routine inspection
- Available funding



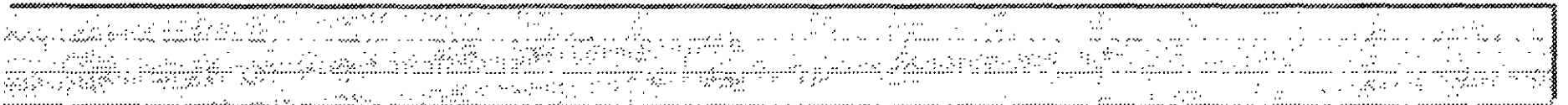
# Methods of Repaint

- Complete Overhaul - Blast and repaint the entire structure
- Overcoat - Perform a touch-up job with complete appearance coat



# Blast and Repaint

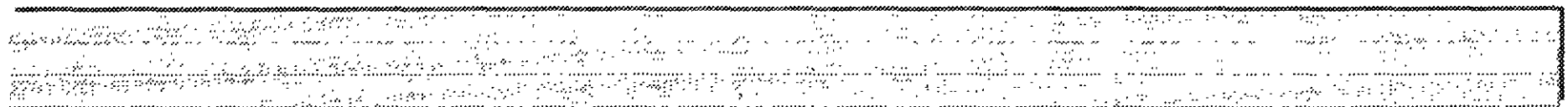
- Better system
- Very expensive and very time consuming
- Provides 20 - 25 year life and greater, depending upon environment



# Blast and Repaint

## *Bridges with lead paint*

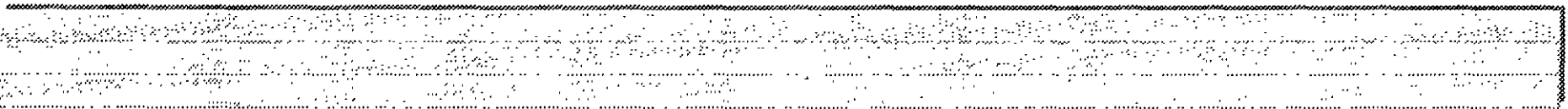
- Negative pressure containment required
- Achieve using a high air flow vacuum
- Special steel grit is used - can separate lead particulates and recycle - smaller amount of hazardous waste



# Blast and Repaint

## *Bridges without lead paint*

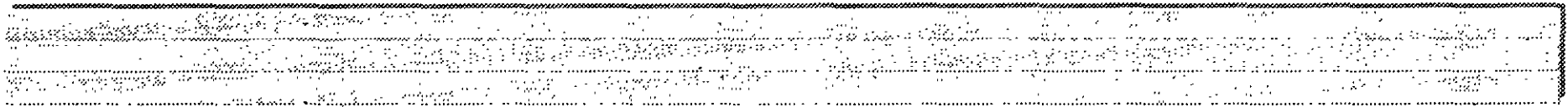
- Containment required- sand must be captured
- Negative pressure not required
- Must be no dust visible from 100 feet (30 meters) or beyond



# Blast and Repaint

*Coatings for low and medium corrosion areas*

- Use two-coat system
- 1st coat - organic zinc rich primer
- Top Coat - TxDOT Vinyl Toluene Acrylate

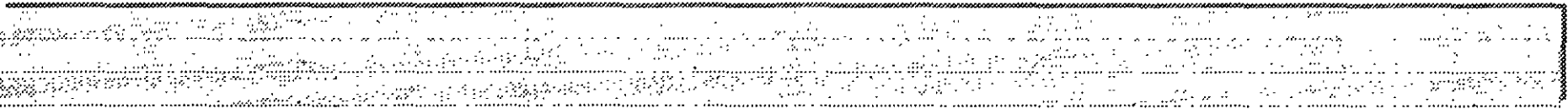




# Blast and Repaint

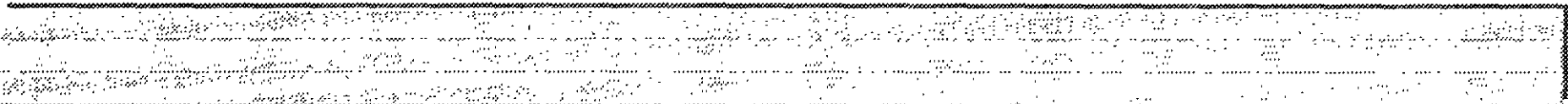
*Coatings for high corrosion areas*

- Add intermediate to the two-coat system
- 1st coat - organic zinc rich primer
- Intermediate - Epoxy inhibitive primer
- Top Coat - TxDOT Vinyl Toluene Acrylate
- Extra coat is more expensive but is justified in high corrosion areas; it protects the prime coat



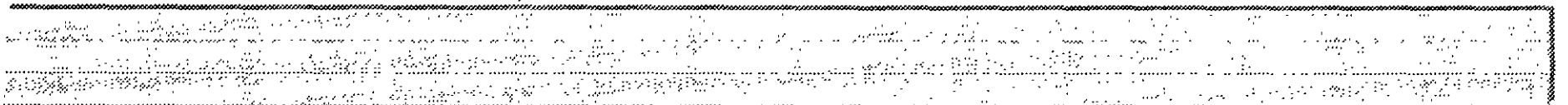
# Overcoat

- Method costs much less than complete blast and repaint
- Not as effective as complete blast and repaint



# Overcoat *Method*

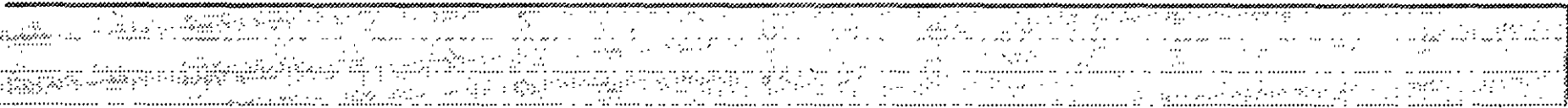
- Hand or power tool clean rusty areas to remove rust but not stain - only areas with metal loss
- Remove loose flaky rust down to solid metal
- Provide two layer coating on cleaned areas



# Overcoat

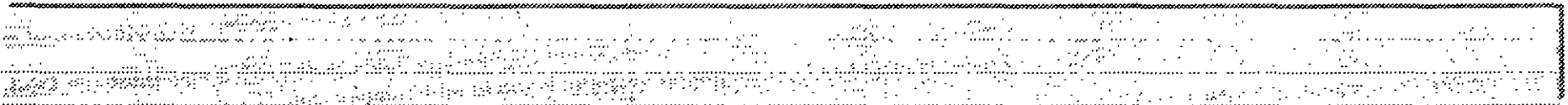
## *Selection of first coat*

- There are four basic choices:
- Epoxy penetrating sealers - recommended
- Moisture Cure Urethanes
- Calcium sulfonate based paints
- Epoxy Mastic



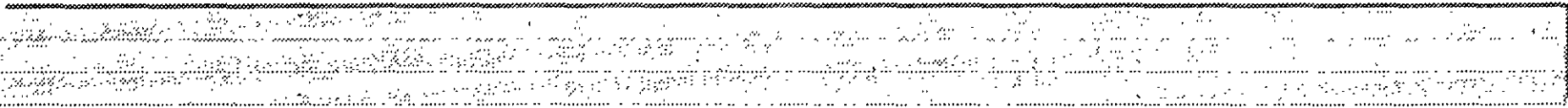
# Epoxy Mastic

- First system that was used
- Applied in 4 - 10 mils
- Problem - coat was too heavy and it would not expand with the steel. Because it would not expand, it would pull the old paint off.



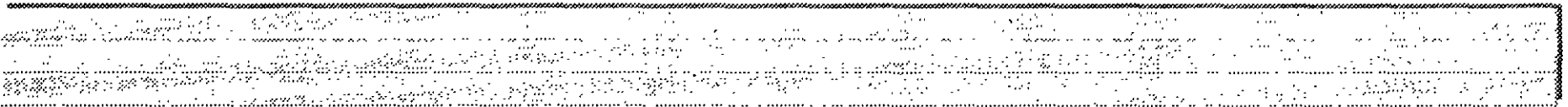
# Calcium Sulfanate Based Paint

- Used with fair amount of success
- Problem - only one company selling it, and TxDOT did not want to use a sole - source product



# Moisture Cure Urethanes

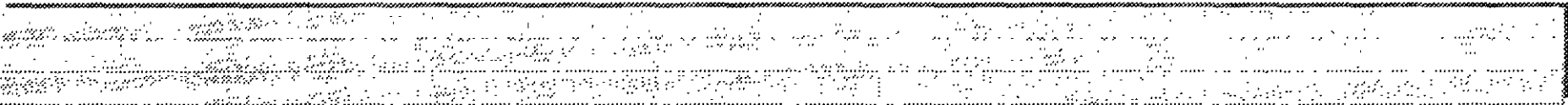
- Becoming very popular in the US
- Dry from the outside - in as paint absorbs water



# Moisture Cure Urethanes

## *Problems*

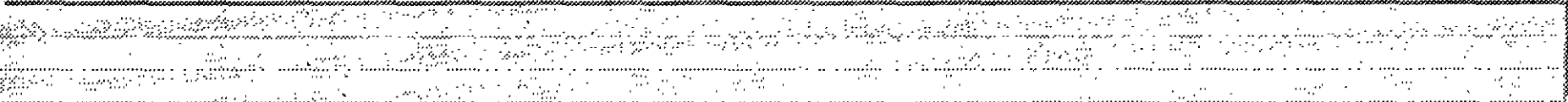
- Drying mechanism can add strain to existing paint
- Because they dry from the outside - in, if paint is too thick, under side paint may not cure
- Very operator sensitive





# Zinc Rich Paints

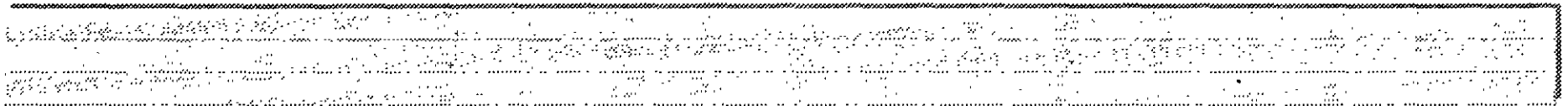
- Zinc rich paints do not work on repaint jobs because an intimate contact is required between the zinc and the steel. Rust and old paint provide a barrier preventing this contact



# Epoxy Penetrating Sealers

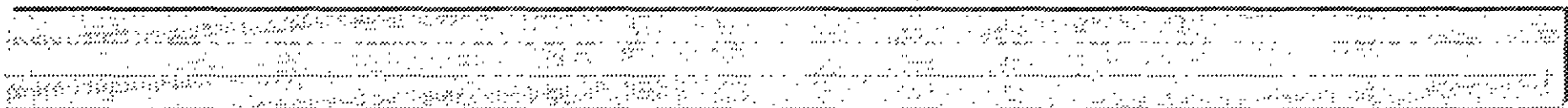
## *Advantages*

- Contains no solvent - solvent can cause older paint to lift and wrinkle
- Soaks into old paint and rusty areas
- Glues down old paint that is slightly loose
- Soaks into rust, and, if loose, glues it down
- Provides a good surface for top coat



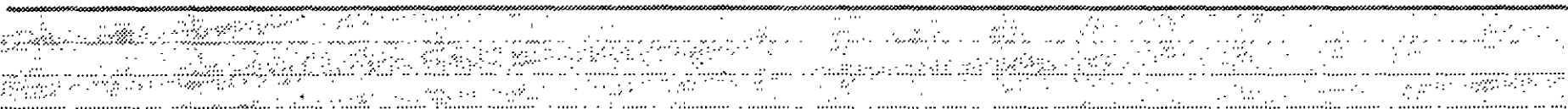
# Overcoating *Second Coat*

- Best to use an acrylic cured polyurethane



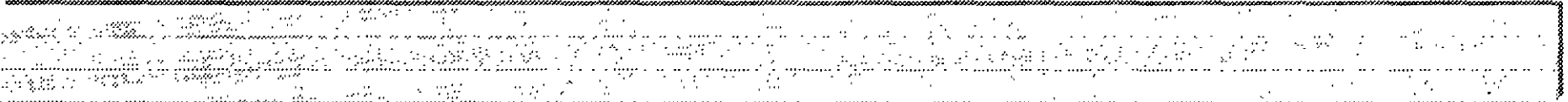
# Use of Lead Based Paints

- White lead used prior to 1940's - then replaced by titanium dioxide
- Trade sale paints outlawed in 1970's
- Industrial use not outlawed, but handling rules make it cost prohibitive
- In 1980's TxDOT decided to remove all of its lead base paints



# Repainting *Contact*

- Mickey Dammann
- Chemist, 25 years with TxDOT
- Phone: 512 465 7917
- Fax: 512 302 2054





**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.  
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

**CURSOS INSTITUCIONALES**

**INSPECCIÓN MANTENIMIENTO Y REHABILITACIÓN DE  
PUENTES (Impartido por el IMT y esta División)**

Del 27 de octubre al 7 de noviembre.

*Aplicación del Presfuerzo para Rehabilitación de Puentes de Concreto Reforzado*

Ing. Oscar Gelbwaser Czerniker  
Palacio de Minería  
1997.

**PALACIO DE MINERIA**  
**Mexico, D.F.**

**CURSO DE INSPECCION, MANTENIMIENTO Y REHABILITACION  
DE PUENTES**

---

**APLICACION DEL PRESFUERZO EXTERNO PARA  
REHABILITACION DE PUENTES DE  
CONCRETO REFORZADO**

**ING. OSCAR GELBWASER CZERNIKER**

**NOVIEMBRE 1997.**

**APLICACION DE PRESFUERZO EXTERNO EN REHABILITACION  
DE PUENTES DE CONCRETO REFORZADO**

<u>CONCEPTO</u>	<u>PAG.</u>
<b>TRABAJOS DE CONSERVACION</b>	1
<b>REPARACION Y MODERNIZACION DE PUENTES</b>	4
<b>ORIGINES DE LOS PROBLEMAS</b>	4
a) Vicios de proyectos	4
b) Vicios de construcción	5
c) Por variación de las cargas	5
d) Intemperismo	7
<b>SINTOMAS</b>	8
a) Falta de capacidad en traveses por flexión	8
b) Por cortante	8
c) Por flexión	8
d) Por torsión	9
e) Por retracción	9
f) Falla de esquina por el apoyo	10
g) Falla por posicionamiento inadecuado	10
h) Desprendimiento de diafragma	11
<b>TECNICAS QUE SE EMPLEAN EN REPARACION</b>	12
a) Concreto lanzado	12
b) Placas de acero pegadas	14
c) Inyección de fisuras con resinas epóxica	16
d) Presfuerzo exterior	18
<b>REFORZAMIENTO DE TRABE CON PRESFUERZO LONGITUDINAL</b>	21
Revisión de secciones	24



<b>ESTRIBOS VERTICALES PRESFORZADOS</b>	25
Criterio de revisión	32
<b>CONTINUIDAD DE PUENTES</b>	34
Casos en que no es conveniente éste tipo de solución	35
<b>CAMBIOS DE APOYOS</b>	36
1) Levantamiento por la trabe cuando hay espacio para el gato	37
2) Levantamiento por la trabe, a partir de un bloque o estructura adicional	37
3) Levantamiento por el diafragma	38
4) Cambio de apoyos en articulaciones intermedias (vigas Gerber)	39
a) Con estructura de levantamiento por encima	39
b) Con estructura de levantamiento por abajo	39



CLASIFICACION SEGUN LOS FACTORES DE ORIGEN

## TRABAJOS DE CONSERVACION

Como consecuencia de las recomendaciones habidas al concluir la inspección detallada de una obra, puede surgir la necesidad de realizar trabajos de conservación ó de modificación.

A su vez los trabajos de conservación pueden ser, de mantenimiento, ó de rehabilitación .

Se denominan trabajos de mantenimiento a todos aquellos que tienen que ver con elementos no estructurales o de estructuración secundaria, originados por el deterioro causado por desgaste, por uso o por el tiempo, como son el:

- Cambio de carpeta
- Cambio de la junta de calzada
- Cambio de apoyos (cuando llegan al fin de su vida útil)
- Limpieza de los apoyos y juntas
- Limpieza de drenes
- Arreglos de la banqueta y/ó del barandal
- Reparaciones localizadas en la losa
- Pintura en barandales metálicos
- Trabajos en los terraplenes como:
  - Reconformación de taludes, desyerbe de los mismos, arreglos de las protecciones y de los lavaderos.

Los trabajos de rehabilitación se dividen a su vez en dos:

- reparación
- modernización

La reparación de una obra, consiste en la recuperación de la capacidad original.

En cambio, la modernización de una obra, consiste en la ejecución de los trabajos tendientes a readecuar la estructura para aumentar su capacidad.

La rehabilitación, implica intervenir en los elementos estructurales principales como son:

- Nervaduras
- Diafragmas
- Reparación generalizada de losas
- Aparatos de apoyos
- Cabezales de pilas
- Pilas
- Cimentaciones

Finalmente los trabajos de modificación son los que se requieren cuando se trata de ampliar el ancho del tablero, para aumentar el número de carriles o rectificar su trazo.

La experiencia nos muestra que todo trabajo requiere a fuerzas un estudio o proyecto previo. Estos podrán ser desde muy simples a complejos, según la naturaleza de los problemas.

Nosotros pensamos que no es válido realizar un trabajo de rehabilitación sin un proyecto, pues éste puede llegar a ser desde ineficiente, peligroso para la obra (en caso extremo o puede llevar a la destrucción parcial o total ) o puede ser peligroso para el personal que interviene en los trabajos de obra

## REPARACION Y MODERNIZACION DE PUENTES

La reparación y la modernización de puentes trata de la rehabilitación de los mismos, ya sea para devolverles su capacidad original o para aumentar este valor.

Antes de pensar en una reparación es muy importante conocer el ó los orígenes de los problemas, analizarlos, conocer los márgenes de incertidumbre; recién entonces se podrá proponer un proyecto adecuado. Esta es otra razón por la cual estimamos que es bien importante hacer reparaciones en base a proyectos específicos para cada obra.

### ORIGENES DE LOS PROBLEMAS

Todo proyecto de reparación necesita empezar por identificar las causas de los problemas que le dan origen, por ello pasaremos revista a estos:

#### **a) Vicios de proyectos, son de dos tipos:**

Errores en la evaluación de cargas

- Cargas muertas
- Cargas vivas

Errores de concepción

- Estructuraciones no adecuadas

citaremos algunos casos más notables

- Tablero de dos nervaduras
- Diafragmas perpendiculares al eje del camino, en tablero esviejados
- Inexistencia del muro de respaldo de la corona de un estribo de puente
- Falta de diafragmas en el extremo de trabes, en el eje de apoyo
- Mecedora de concreto, como apoyos.

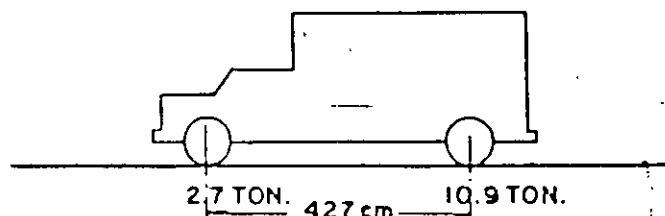
## **b) Vicios de construcción**

- Calidad escasa de los materiales, en el caso del concreto, por falta de resistencia o por falta de vibrado.
- Falta de una protección adecuada en estructuras metálicas
- Escaso recubrimiento de las varillas de refuerzo
- Varillas descubiertas
- Exceso de colados:
  - en la zona de apoyos entre la subestructura y la superestructura
  - en las juntas, causando bloqueo a las mismas
- Drenajes tapados, o que evacuan de una manera inadecuada
- Geometría de las secciones, diferentes a las proyectadas, en más o menos por cimbra defectuosas o mal ajustadas
- Mal posicionamiento de algunos elementos, como son juntas calzada y apoyos.
- Cimbras que no han sido retiradas completamente, en particular en la zona de apoyos y en las juntas, mismas que obstaculizan el correcto funcionamiento de los elementos estructurales.

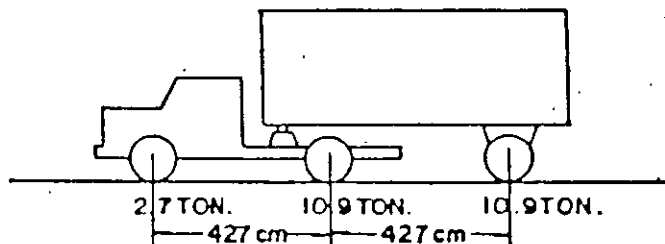
## **c) Por variación de las cargas**

Como es natural, las cargas han ido en evolución hacia unidades mayores. En particular, podemos ver que en México la carga de diseño para puentes en carreteras principales, han ido variando de la siguiente manera:

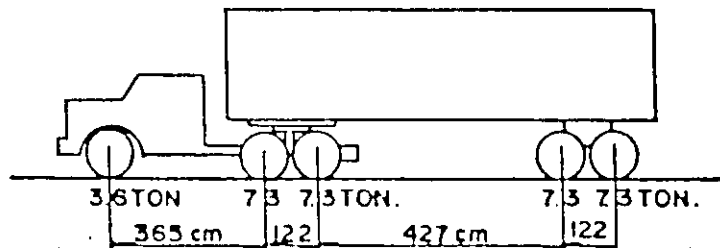
SEGUN ESPECIFICACIONES AASHTO  
(CONSIDERADOS EN EL DISEÑO DE LOS PUENTES)



H15 PESO TOTAL: 13.6 TON.

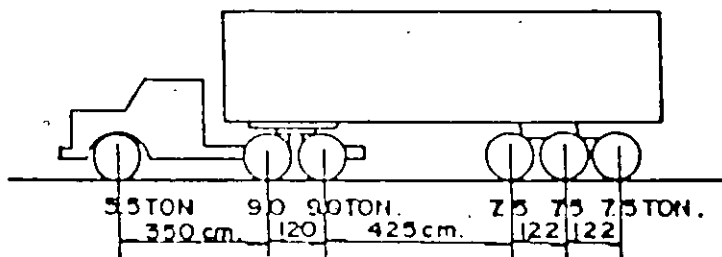


AÑO 1960 HS-15 PESO TOTAL 24.5 TON.  
CARGA MAX. POR EJE 10.9 TON.

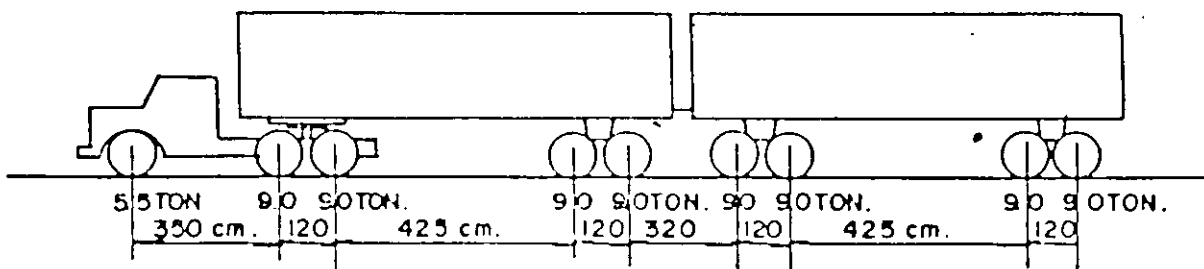


AÑO 1980 HS-20 PESO TOTAL 32.8 TON.  
CARGA MAX. POR EJE 2x7.3 TON.

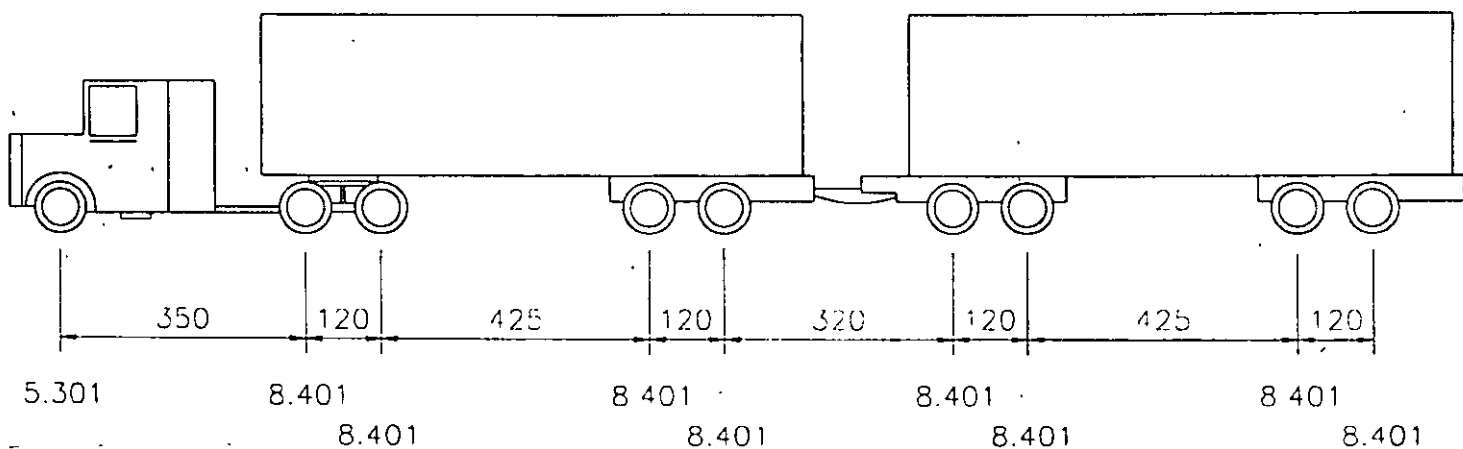
CAMIONES TIPO  
REGLAMENTO SCT  
CARGAS QUE CIRCULAN ACTUALMENTE



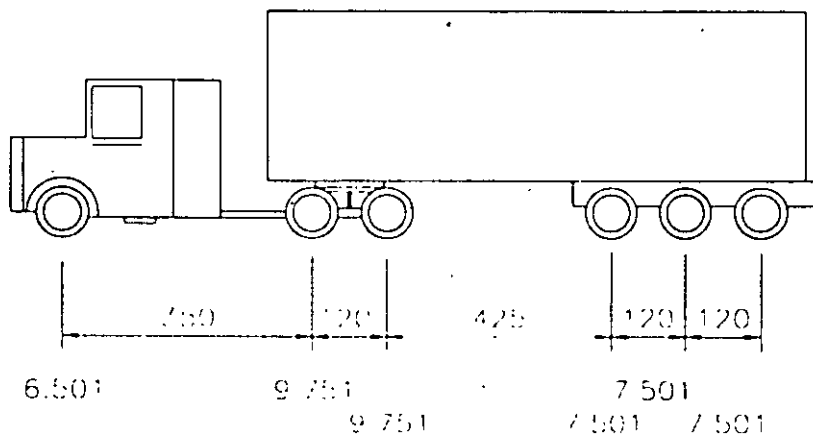
T3-S3 PESO TOTAL 46 TON.



AÑO 1985 T3-S2-R4 PESO TOTAL 77.5 TON.  
CARGA MAX. POR EJE 2x9.0 TON.

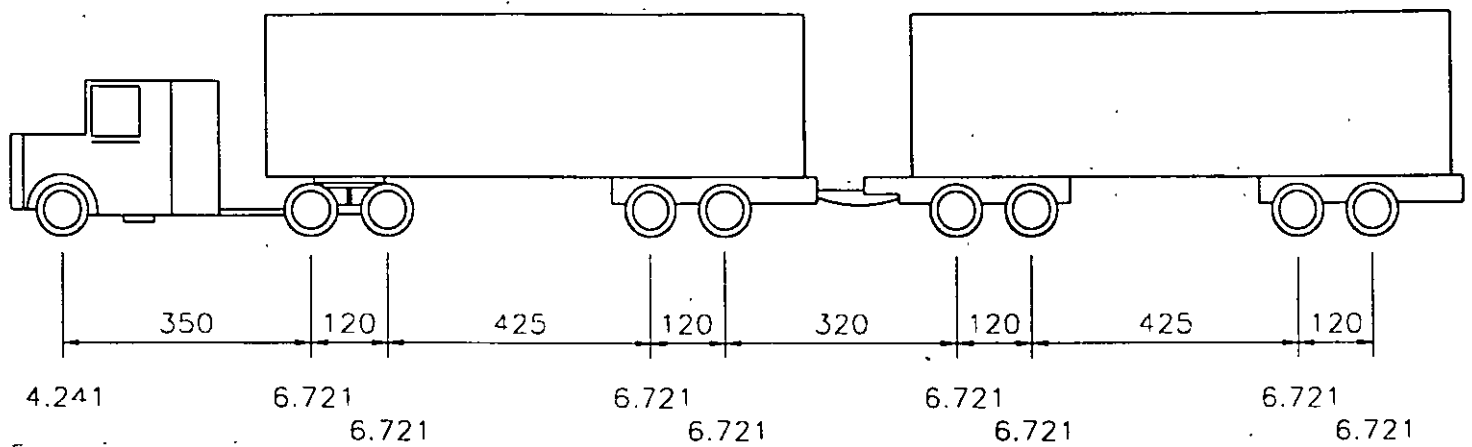


CAMION T3-S2-R4 TIPO I  
 PESO = 72.5 TON.

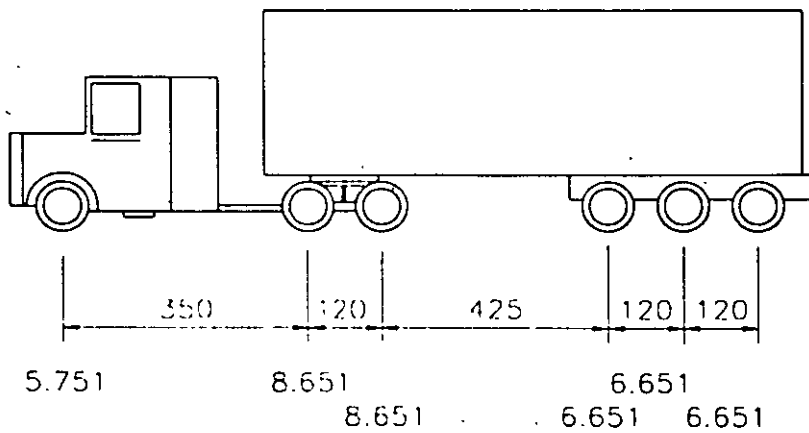


CAMION T3-S3 TIPO I  
 PESO = 48.5 TON.





CAMION T3-S2-R4 TIPO II  
 PESO = 58.0 TON.



CAMION T3-S3 TIPO II  
 PESO = 43.0 TON.

AÑO	TIPO	CARGA MAX. POR EJE	PESO TOTAL (Ton.)
1960	HS-15	10.9	24.5
1980	HS-20	2 x 7.3	32.6
1985	T3-S2-R4	2 x 9.0	77.5
1995	T3-S3	9.75	48.5 y 43.0
	T3-S2-R4	8.4	72.5 y 58.0

Como consecuencia de éste aumento, se deberían haber revisado todas las estructuras de la Red Federal antes de autorizar el tránsito, con el fin de ver cuales no pasan y adecuar las estructuras y los pavimentos. Sin embargo, a nuestro conocimiento esto no se ha hecho, por lo que estamos descubriendo día a día, con la aparición de daños, cuales no han pasado este cambio en las carga.

Además de lo anterior, se observa una gran falta de respeto al Reglamento de Tránsito, en cuanto a cargas, ya que son sobrepasadas con alguna frecuencia y también en otros casos se encuentra mayores valores de carga por eje los cuales son sin ninguna duda los responsables en una buena parte del deterioro prematuro de las carpetas asfálticas y de las estructuras

#### d) Intemperismo

La acción de la atmósfera sobre las obras prácticamente no se puede evitar. Los efectos que afectan a las estructuras son

- Lluvias
- Acción de rayos solares
- Acción de componentes agresivos, que se encuentran en la atmósfera (ácidos, gases contaminantes, ambientes industriales).
- Temperatura
- Hielo y granizo
- Acción de sales marinas

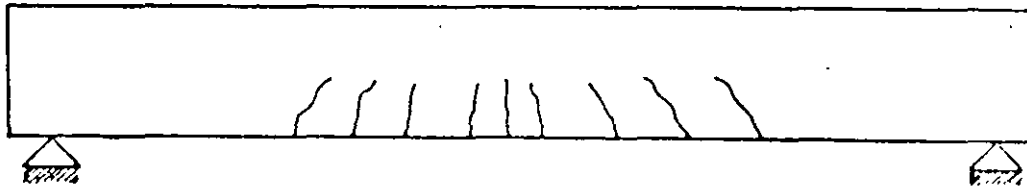
Esta acción, en particular en piezas estructurales muy sensibles, como el caso de concretos bajos en resistencia y/o porosos, varillas expuestas, hace que la vida útil de las mismas baje rápidamente.

La única solución para luchar contra la acción de estos agentes que no podemos suprimir, es la de hacer concretos mas densos, dar un adecuado recubrimiento a las varillas, protección y pintura a las partes metálicas y en general darles una conservación más eficiente, resanando, sellando fisuras y pintando, para proteger contra la agresividad de los mencionados agentes

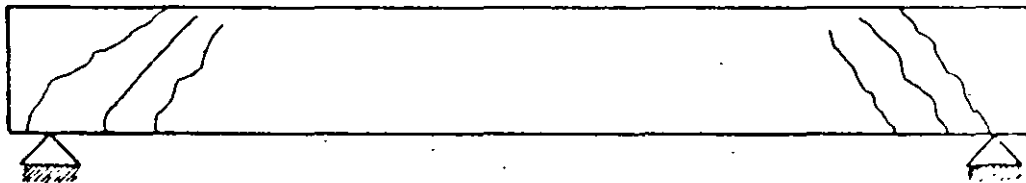
## SINTOMAS

Vamos a presentar a continuación un pequeño panorama de como se ven en la práctica los diferentes problemas, en una trabe de concreto reforzado.

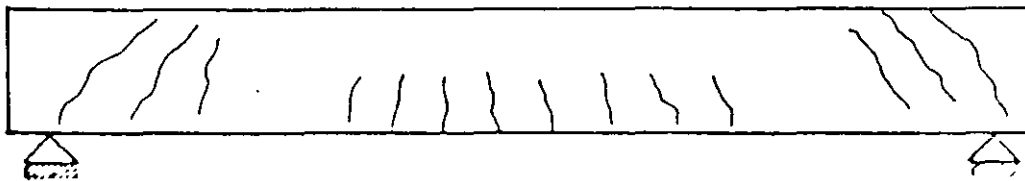
### a) Falta de capacidad en trabes, por flexión



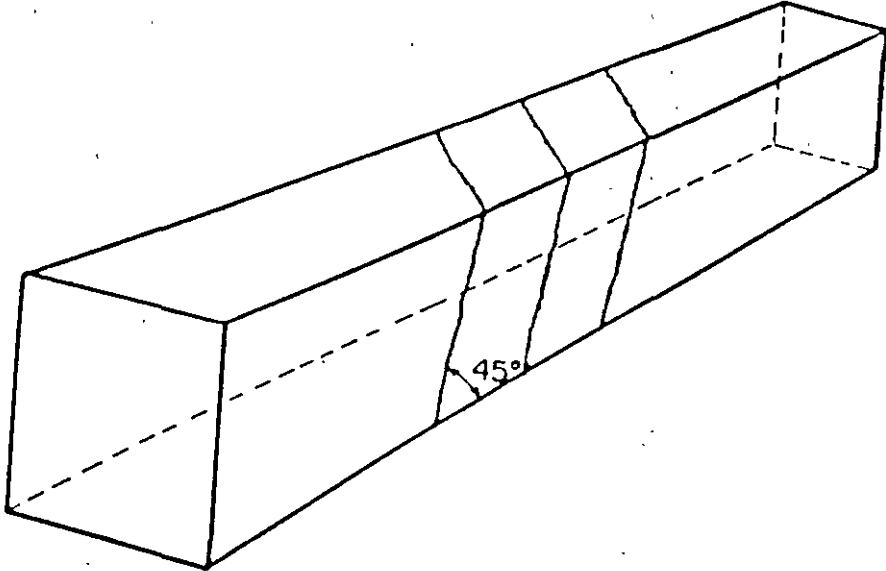
### b) Falta de capacidad en trabes, por cortante



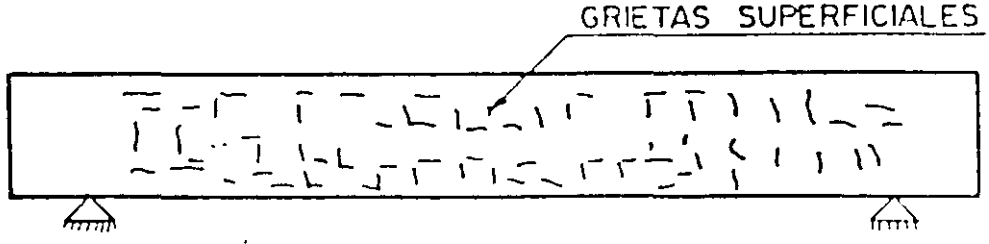
### c) Falta de capacidad en trabes, por flexión y cortante



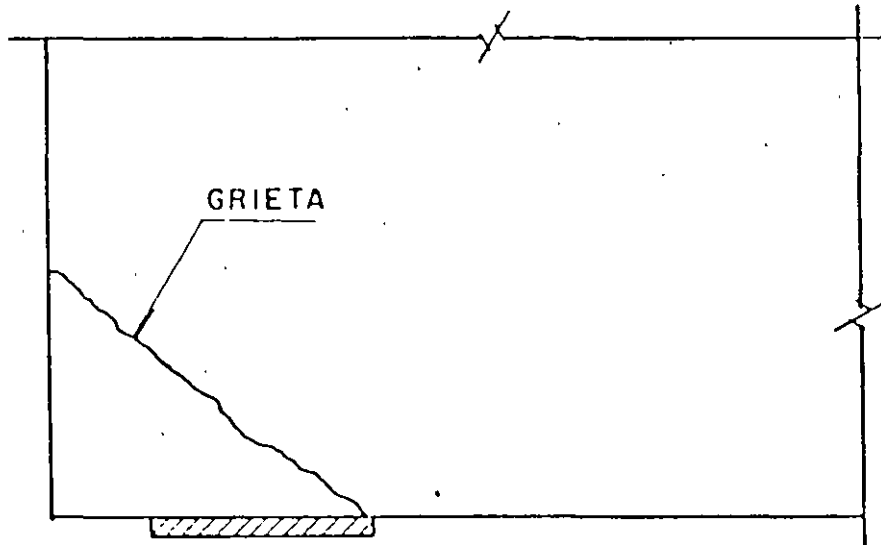
d) Falta de capacidad en traves, por torsión



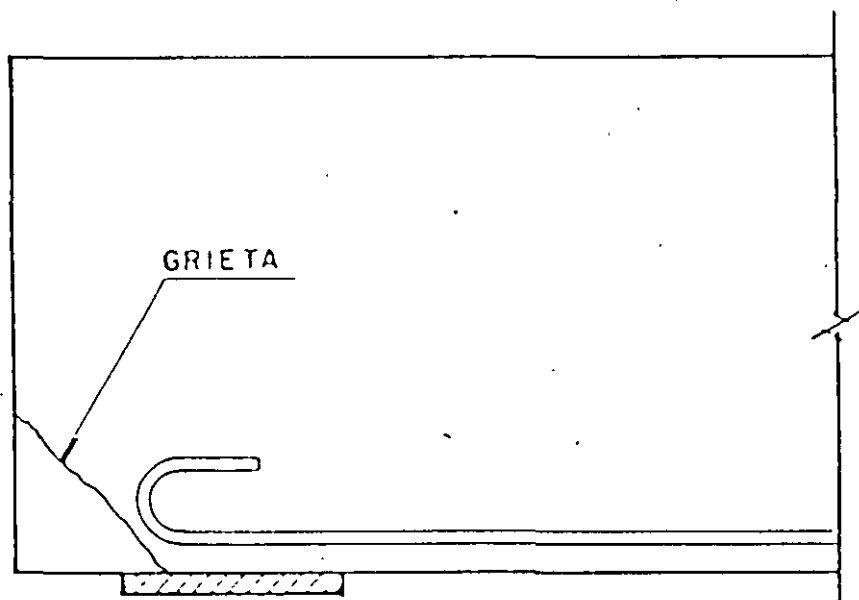
e) Por retracción



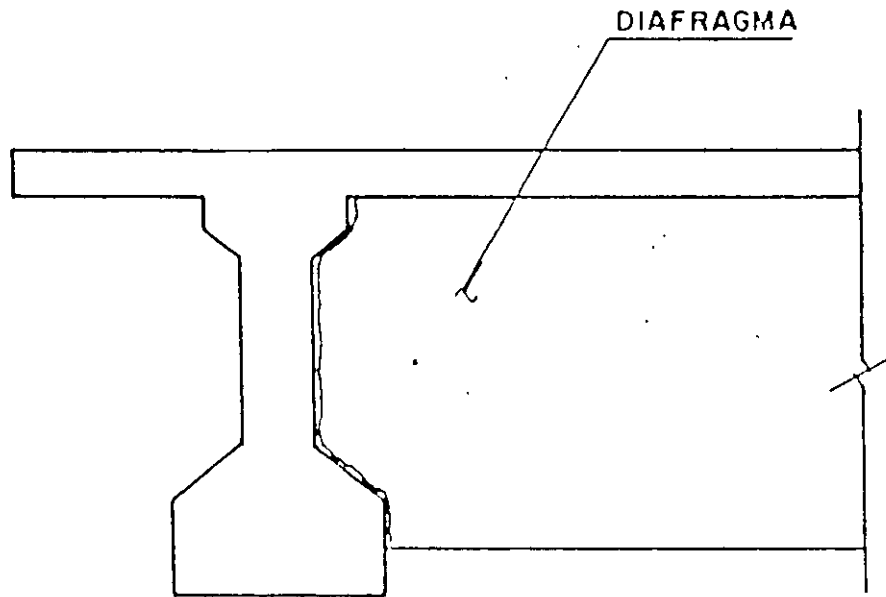
f) Falla de esquina, por el apoyo



g) Falla por posicionamiento inadecuado del refuerzo



**h) Desprendimiento del diafragma**



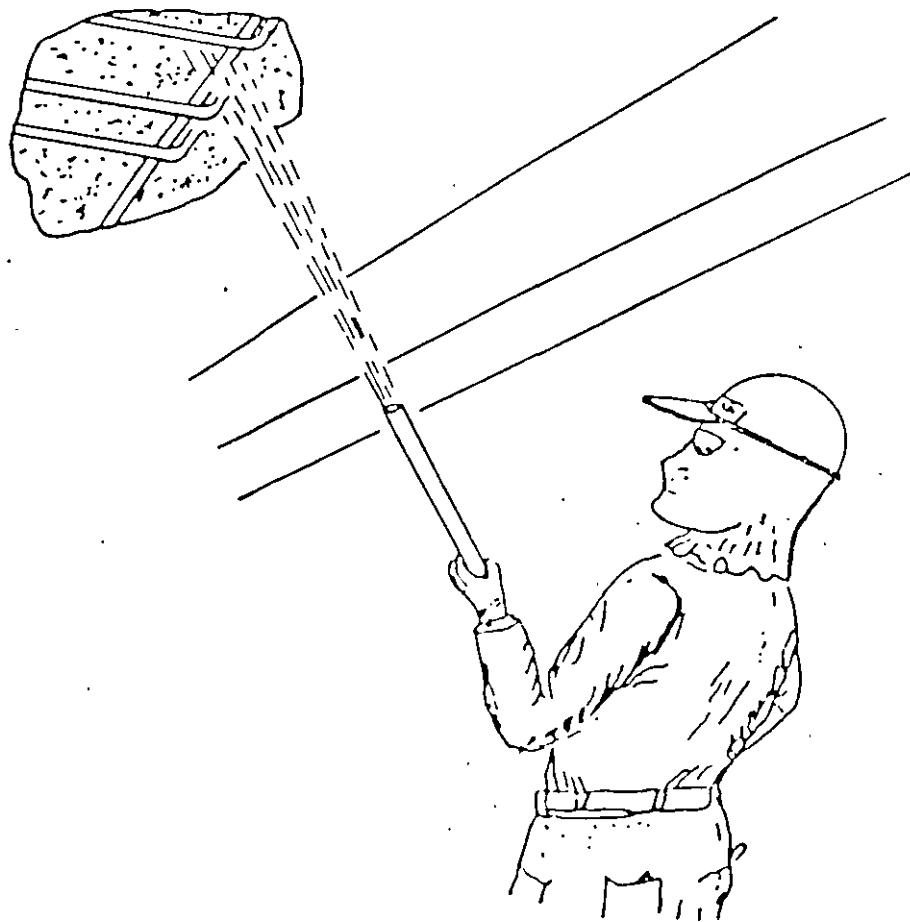
DESPRENDIMIENTO DE DIAFRAGMAS

## TECNICAS QUE SE EMPLEAN EN REPARACION

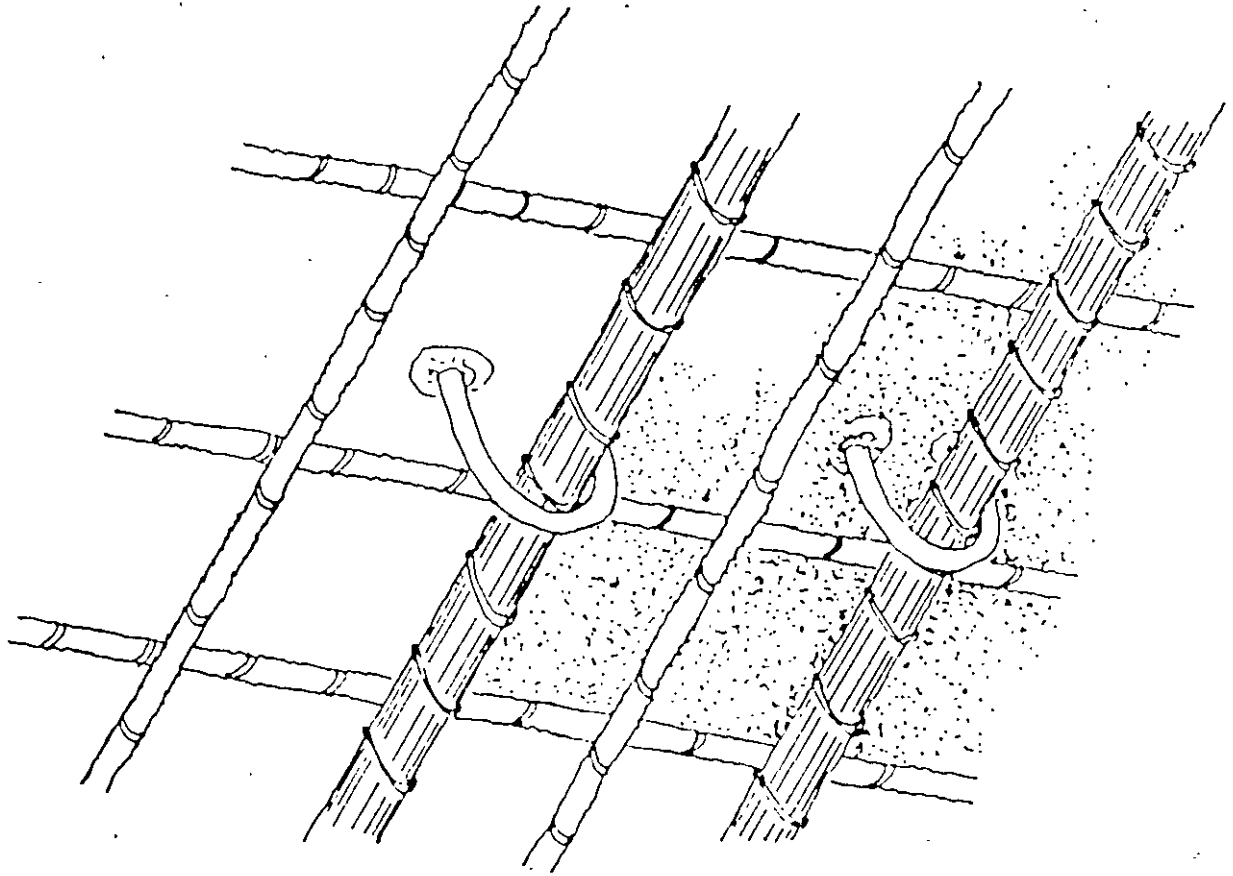
Explicaremos brevemente las características, de las principales técnicas que se emplean:

### A) Concreto Lanzado

Consiste en la colocación de una capa adicional de concreto, con el fin de alojar y /o proteger un refuerzo adicional o para aumentar un recubrimiento escaso o en mal estado.



Se emplean por ejemplo, para agregar un refuerzo por la parte inferior de una losa de puente.



También se emplea para proteger una estructura, por ejemplo cuando se detecta que el recubrimiento del refuerzo fue escaso, o quedó poroso

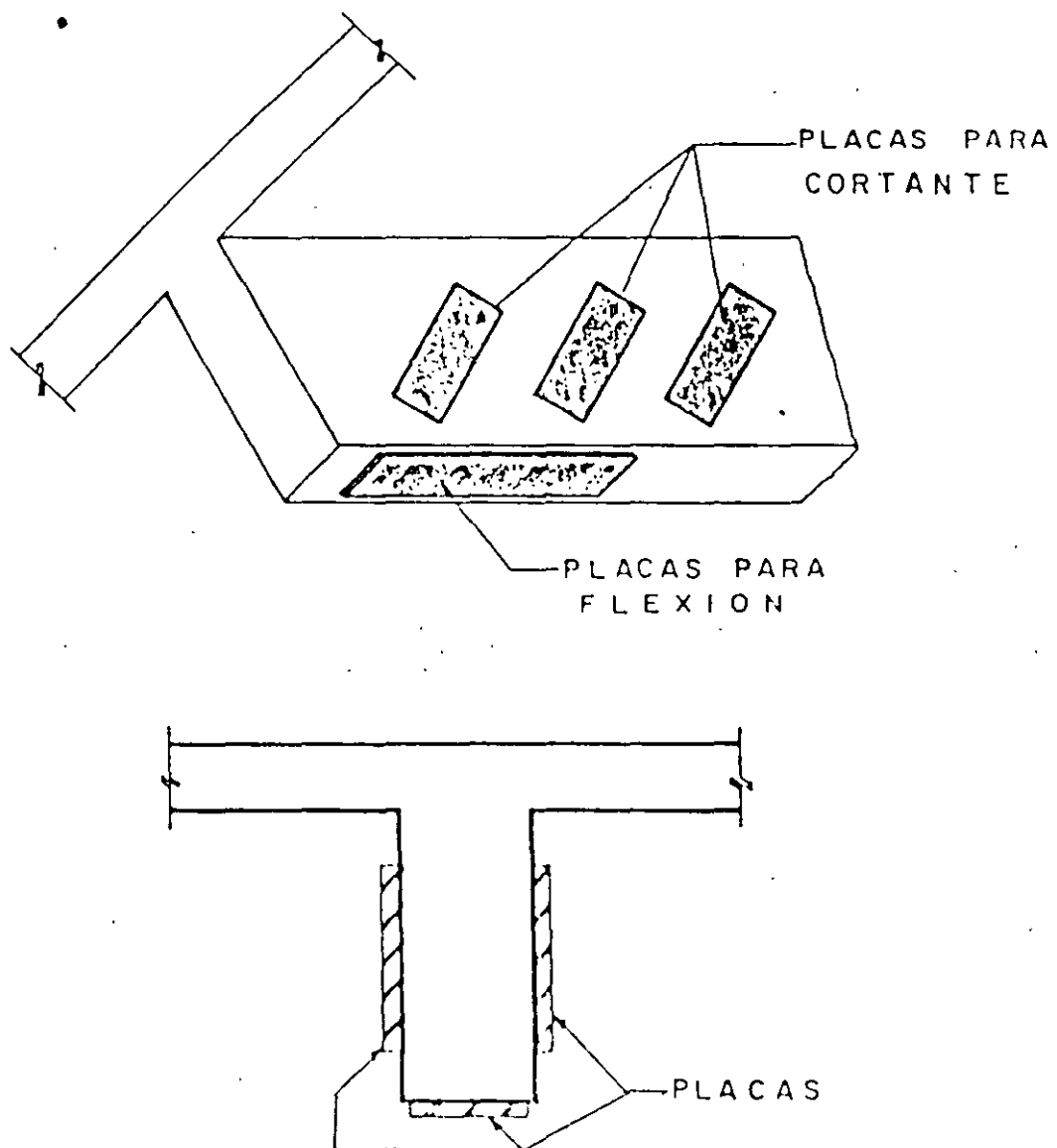
El problema que tiene este sistema es que aumenta el peso y hay que revisar todos los elementos estructurales por éste incremento



## B) Placas de Acero pegadas.

Consiste en el pegado de placas de acero a estructuras de concreto, reforzando localmente las partes que así lo requieren.

Se han desarrollado métodos de cálculo y técnicas para su colocación en obra, éste sistema puede ser interesante cuando la superficie a adherir no es muy grande.



En general hay que destacar que:

- a) El acero que se agrega es en forma de placas y es de grado estructural, por lo que su capacidad es limitada.
- b) Como pegamento se emplea resina epóxica, el manejo de ésta es delicada, además se requiere que el espesor del pegamento sea muy uniforme.

Para esto último es necesario por un lado seleccionar la placa o cepillarla y por otro lado, al pegarla se necesita manejar ciertos soportes, o bastidores para darle una presión uniforme, con el fin de lograr un espesor constante.

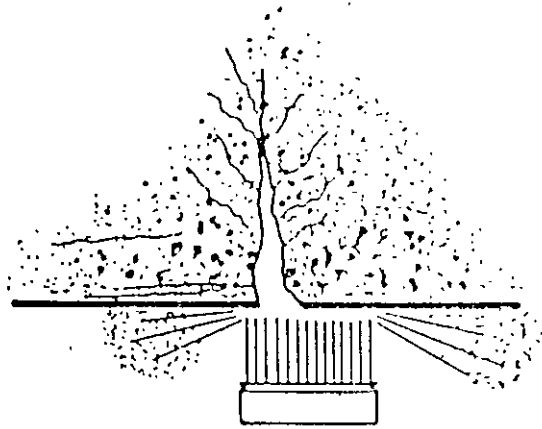
- c) El sistema está limitado a la capacidad que tiene el pegamento a transmitir fuerza entre el concreto y la placa, o a la resistencia del concreto, por lo que esto moviliza la capacidad que tiene el mencionado concreto para transmitir fuerza de cizallamiento, algunas veces el concreto es deficiente y su resistencia es un valor reducido.

### C) Inyección de fisuras con resinas epóxicas

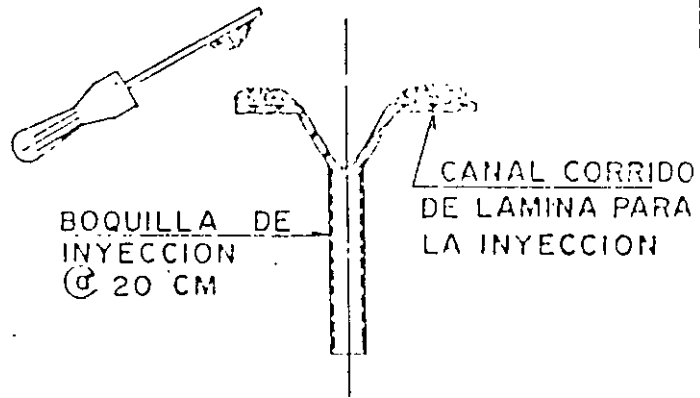
La finalidad de este sistema es la de rellenar una fisura con resina, sin embargo, si subsisten las acciones que dieron origen a las fisuras, éstas se volverán a producir ahí mismo o a un lado. Por lo que aparte de inyectar una fisura, se debe resolver el problema de escasa resistencia con refuerzo o presfuerzo adicional.

Las fisuras se pueden inyectar cuando son mayores a 0.2 o 0.3 mm por debajo de ésta cantidad lo que se hace es pintar la superficie con una pintura epóxica para que no penetre la humedad.

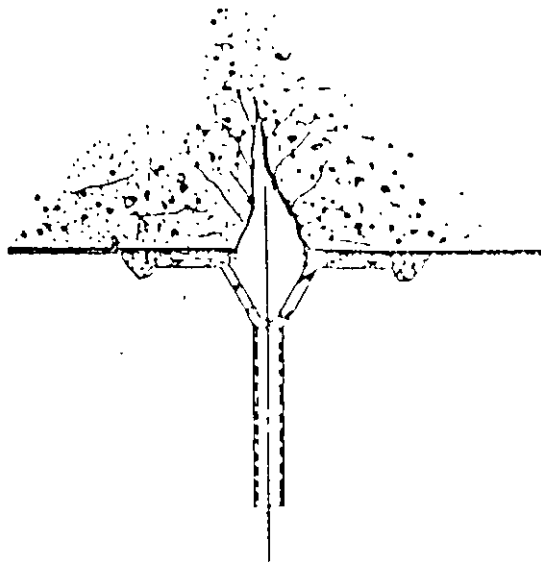
Las fisuras que se inyectan se tapan previamente con un sello exterior, dejando un canal de inyección, el cual tiene una o varias boquillas por la que se mandan la resina. De acuerdo al espesor de las grietas se debe especificar la fluidez de la resina.



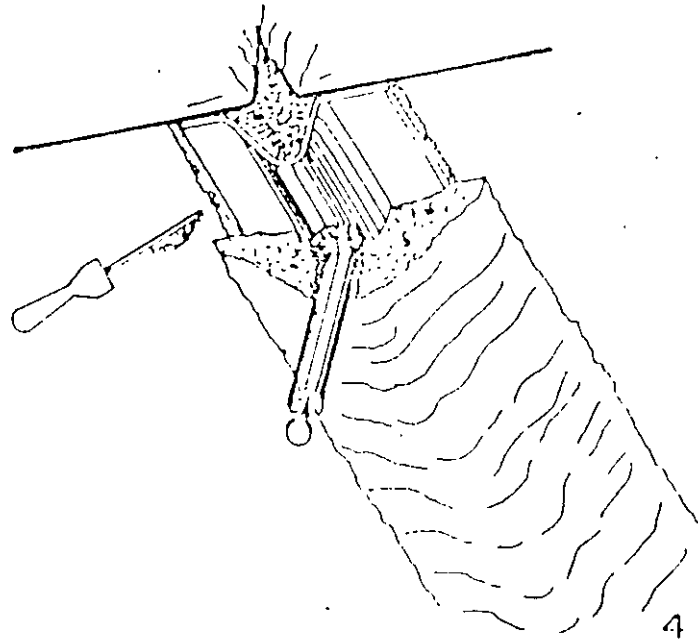
1



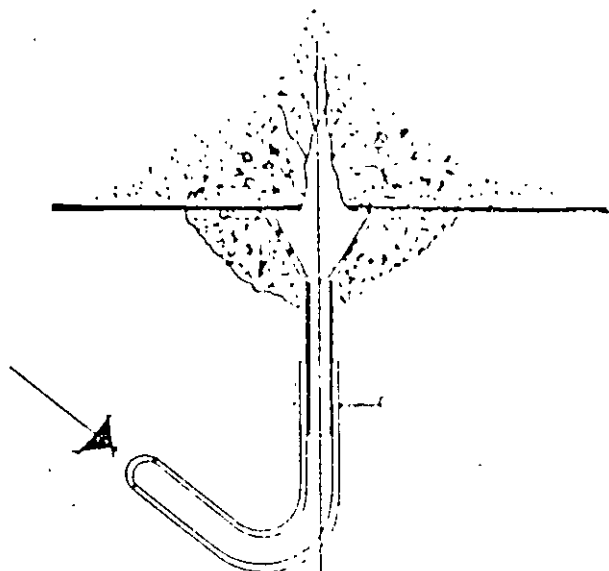
2



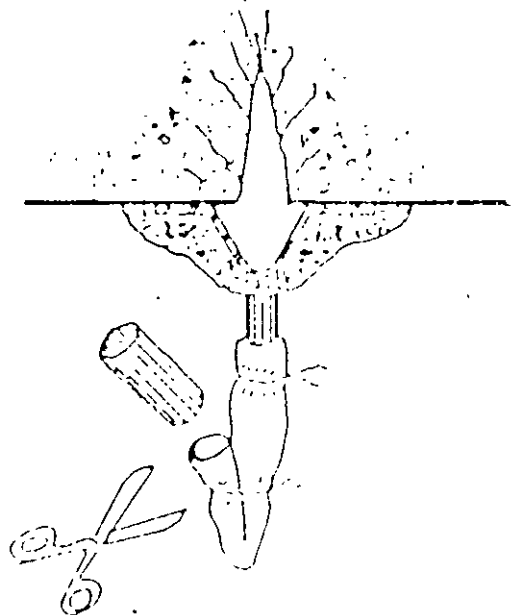
3



4



5



6

#### D) Presfuerzo exterior

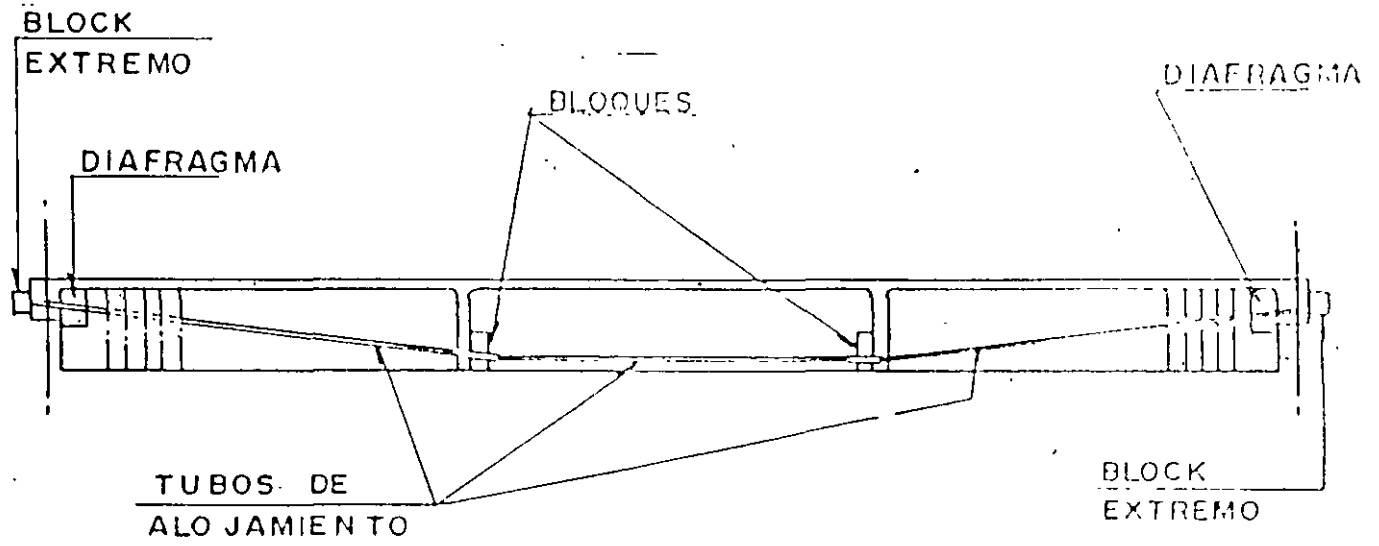
Consiste en la adición de cables exteriores que proporcionan una fuerza que se opone a las cargas exteriores.

En general, suelen haber los siguientes tipos de cables:

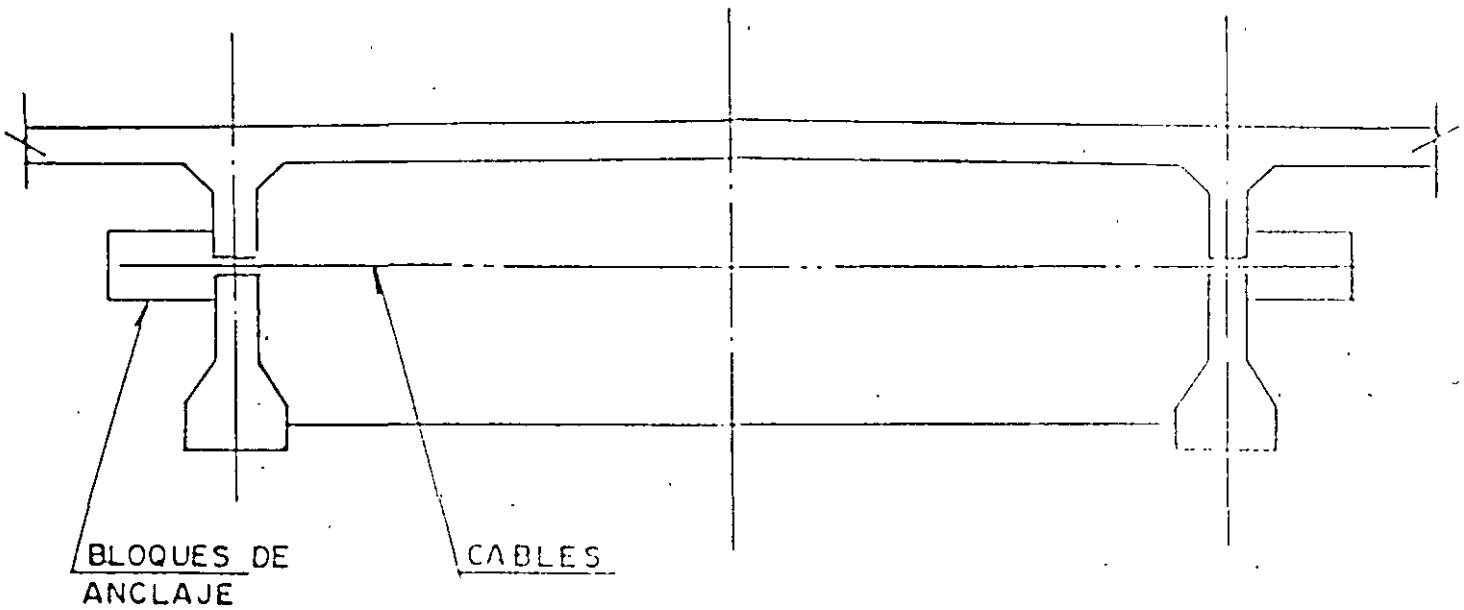
- Cables longitudinales, de nervaduras
- Cables transversales, de diafragmas
- Cables verticales, como estribos adicionales
- Barras para reforzamiento locales, como es el caso de ménsulas

Para transmitir éste presfuerzo a las estructuras, se manejan bloques donde se alojan los anclajes y otros bloques desviadores en donde se hacen los cambios de curvatura. Estos se fijan a las nervaduras perforándolas y pasando barras de presfuerzo

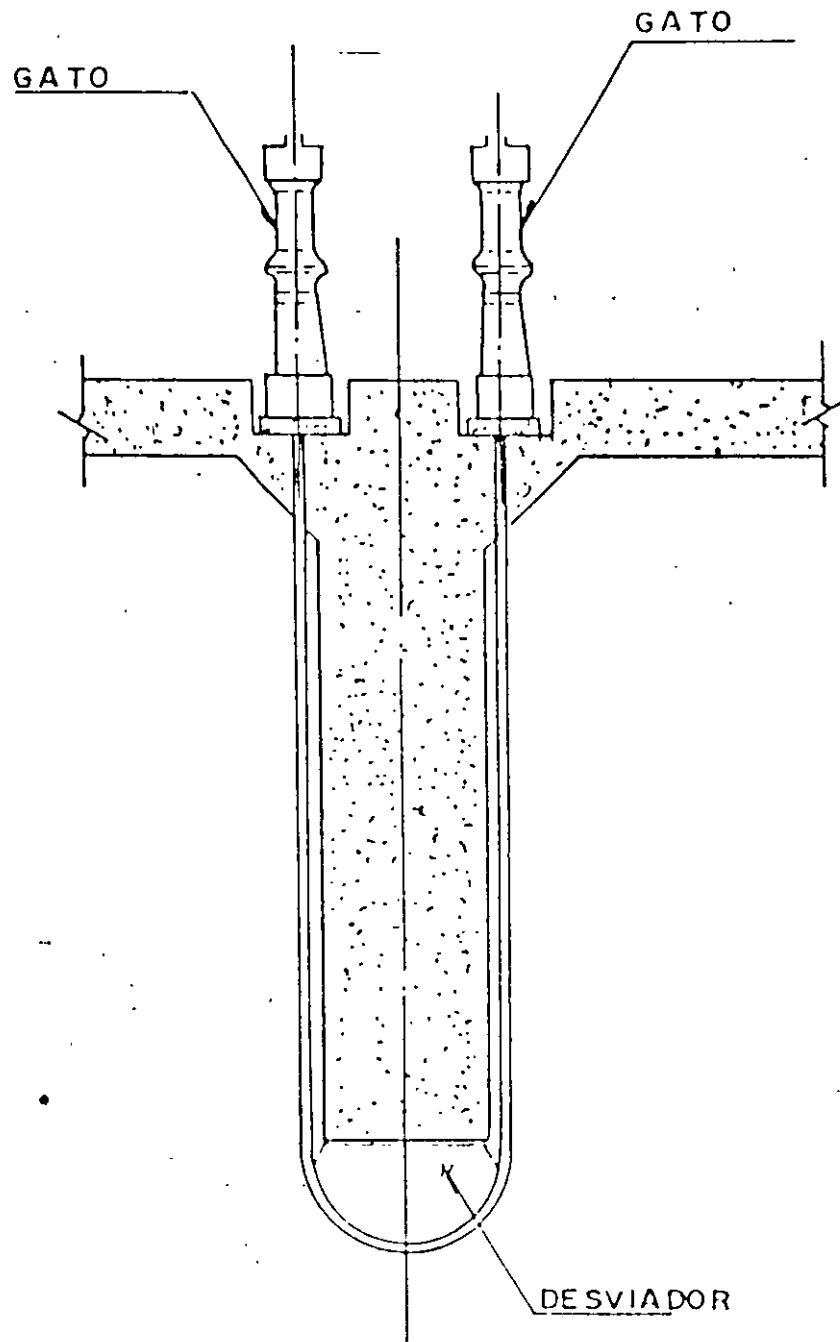
Como ejemplo podemos ver



PRESFUERZO LONGITUDINAL



PRESFUERZO EN DIAFRAGMAS

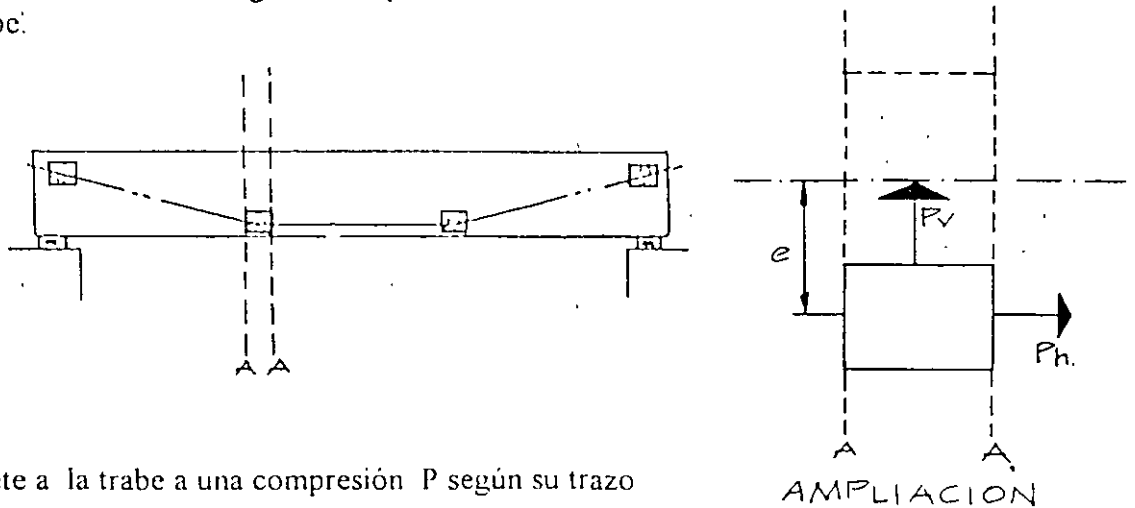


### TENSADO SIMULTANEO POR DOS EXTREMOS

El método de reparación con presfuerzo exterior, tiene una gran ventaja en que prácticamente no se agregan pesos adicionales significativos y por lo tanto, no es necesario reforzar ni la subestructura, ni aumentar las cimentaciones, salvo que tengan algún otro problema.

## REFORZAMIENTO DE UNA TRABE CON PRESFUERZO LONGITUDINAL

El caso tipo se ve como en la figura, siempre con un número de cables simétricos, de cada lado de la trabe:



El cable somete a la trabe a una compresión  $P$  según su trazo

Este valor de  $P$ , se descompone vectorialmente, en una fuerza horizontal  $P_h$  y una fuerza vertical  $P_v$ .

La fuerza vertical  $P_v$  descarga la fuerza cortante en una sección, reduciendo el valor de la misma que actúa en esa sección

La fuerza horizontal  $P_h$ , genera una compresión axial del mismo valor ( $P_h$ ) mas un momento igual a  $P_h \times e$ , siendo "e" la excentricidad o distancia del cable al eje centroidal de la sección, éste último es el momento del pretensado exterior y se puede observar que es opuesto al momento provocado por las cargas exteriores de peso propio o viva; en éste caso también el momento total actuante en una sección por el efecto del pretensado exterior es menor, por efecto del pretensado

El valor de  $P$  a lo largo del cable no es constante, teniendo en cuenta que el cable se aloja en un ducto de PHD al exterior de la trabe, la fuerza dependerá de:

- Valor de la fuerza de tensado
- La fricción en línea, que solo existe en pequeñas porciones, al atravesar los bloques desviadores y de anclaje, se debe tener en cuenta que el cable está cubierto por un ducto y que éste último pasa al interior de los bloques, por lo que se puede despreciar, esta fricción.
- Pérdida por curvatura, solo existe en los bloques desviadores
- Entrada por deslizamiento de las cuñas en los anclajes.

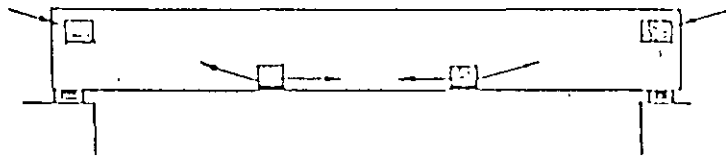


de las pérdidas diferidas:

- No hay retracción del concreto ya que por la edad de la misma, ésta ha dejado de ser significativa
- Hay flujo plástico originado por la aplicación del presfuerzo exterior, sin embargo hay que considerar que por la edad de la pieza, éste es de un valor mucho menor que el que ocurre en un concreto de 14 o 28 días
- La relajación del acero existe y se debe tomar en cuenta

De esta manera se determina la fuerza del presfuerzo  $P$  en cada sección, la cual se descompondrá en  $P_v$  y en  $P_h$ .

Para proseguir el estudio de la trabe, quitamos el cable de presfuerzo y vamos a dejar sobre los bloques el efecto de los mismos, para poder considerar que el sistema no se modifica, esto sería así:



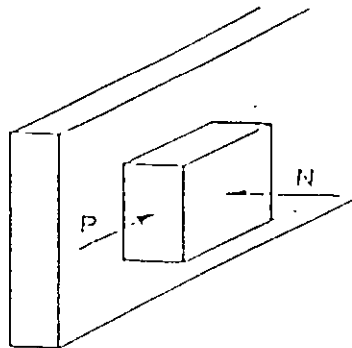
O sea, en cada uno de los bloques actúa una fuerza, originada en el presfuerzo, misma que debemos transmitir a la trabe, esto se realiza usando la fricción del bloque cuando es comprimido por las barras de presfuerzo

El valor de la fricción depende de dos parámetros

- El estado de la superficie de la trabe y el bloque, en particular la rugosidad.
- El valor de la fuerza aplicada para comprimir el bloque

A título de ilustración veremos los siguientes coeficientes que recomienda la Federación de Constructores Franceses, en base a ensayos que ellos realizaron.

$$K = \frac{P}{N}$$



bloque de concreto fresco sobre concreto endurecido	0.50
bloque de concreto prefabricado sobre concreto endurecido	0.33
bloque de acero sobre concreto fresco	0.30
bloque de acero sobre concreto endurecido	0.25*

\* si no hay ensayos

Ellos dicen que se puede usar otro valor respaldado en el ensaye , no debemos de olvidar que el valor de diseño debe de estar dividido por un coeficiente de seguridad apropiado.

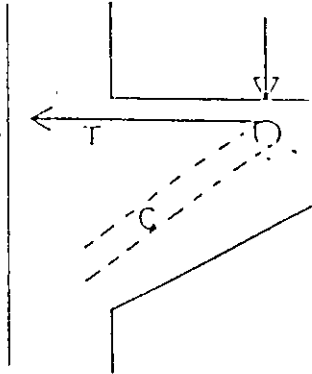
En la distribución de las barras de presfuerzo se deben observar las reglas de simetría, lo más posible, para que no aparezcan tensiones en el plano entre la cara de la trabe y el bloque

La trayectoria de los cables dentro de los bloques desviadores se deben rectificar las líneas quebradas con curvas



Finalmente para el cálculo del bloque mismo hay que considerar que éste es una pieza cúbica sometida a fuerzas concentradas, por lo que.

- No es de aplicación las leyes de la resistencia de los materiales, si no la teoría de las ménsulas cortas, en las que las fuerzas se transmiten por mecanismos de bielas y por lo tanto aparecen tirantes de tensión



- Por otra parte hay que revisar el aplastamiento, bajo las cargas concentradas.
- Y colocar además de los aceros principales que originan la tensión T, los necesarios por la temperatura y mínimos que especifican los reglamentos para que los elementos tengan un comportamiento adecuado.

### REVISION DE LAS SECCIONES

Las diferentes secciones se deben revisar con la acción del presfuerzo exterior en cortante y en flexión para que tomen la diferencia de carga que excede la capacidad de la trabe.

Los pasos a seguir son:

1. Cálculo de la capacidad de la pieza con el refuerzo existente
2. Cálculo de las sollicitaciones, según las cargas muertas y vivas a considerar
3. La diferencia se debe tomar con el presfuerzo exterior, verificando las secciones de acuerdo a la teoría elástica de esfuerzos y posteriormente se revisan los estados últimos

## ESTRIBOS VERTICALES PRESFORZADOS

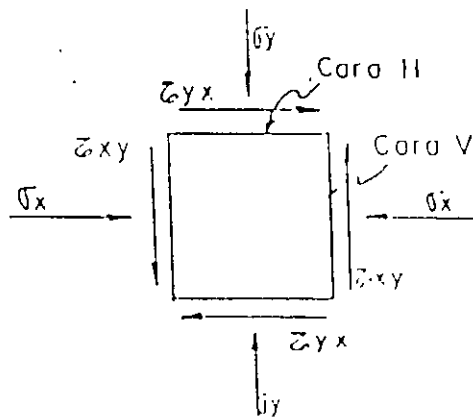
Cuando la capacidad a cortante es escasa, una de las maneras más eficientes de resolver esta situación, es mediante el uso del presfuerzo, tanto con cables longitudinales con un trazo inclinado en los extremos, así como adicionando estribos verticales presforzados o con la combinación de ambas acciones

Para ver como funciona cada una de estas acciones, haremos un repaso del círculo de Mohr y el estudio de los esfuerzos en un punto de una trabe sometida a flexión y cortante.

1. El centro del círculo se localiza en  $O = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2}$

2. El radio del círculo es igual a  $R = \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2}$

3. Para la construcción del círculo se consideran esfuerzos normales de compresión, positivos y esfuerzos cortantes positivos, si el momento con respecto al centro del elemento es contrario al sentido de giro de las manecillas del reloj.

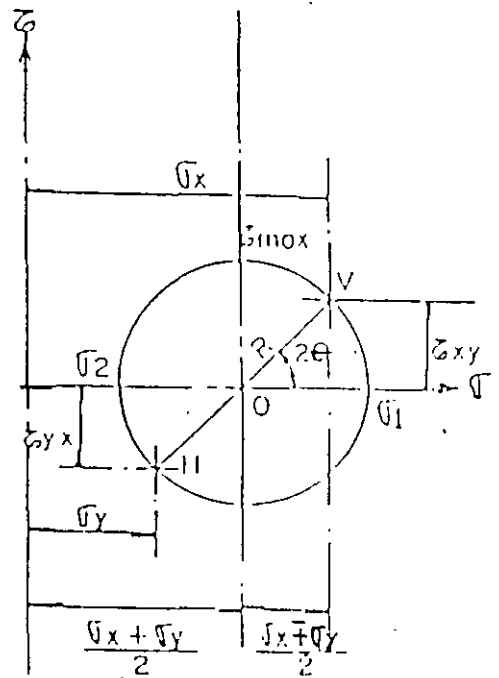
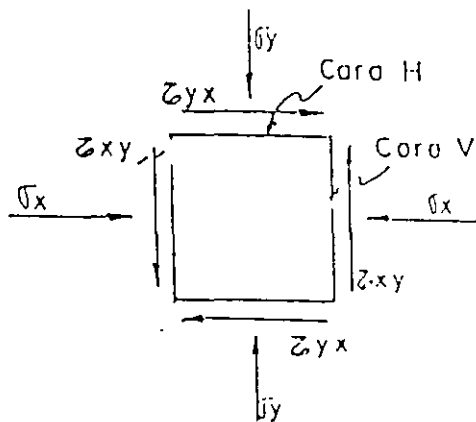


4. Para los diferentes planos que pasan por el punto en estudio, los componentes del esfuerzo normal y cortante, están representados por las coordenadas de un punto que se mueve a lo largo del círculo de Mohr

5. El radio de la circunferencia, correspondiente a un punto de ella, representa el eje normal al plano cuyos componentes de esfuerzo vienen dadas por las coordenadas de ese punto del círculo

6. El ángulo entre radios de dos puntos del círculo de Mohr es el doble del ángulo entre las normales a los dos puntos que representan éstos dos puntos.

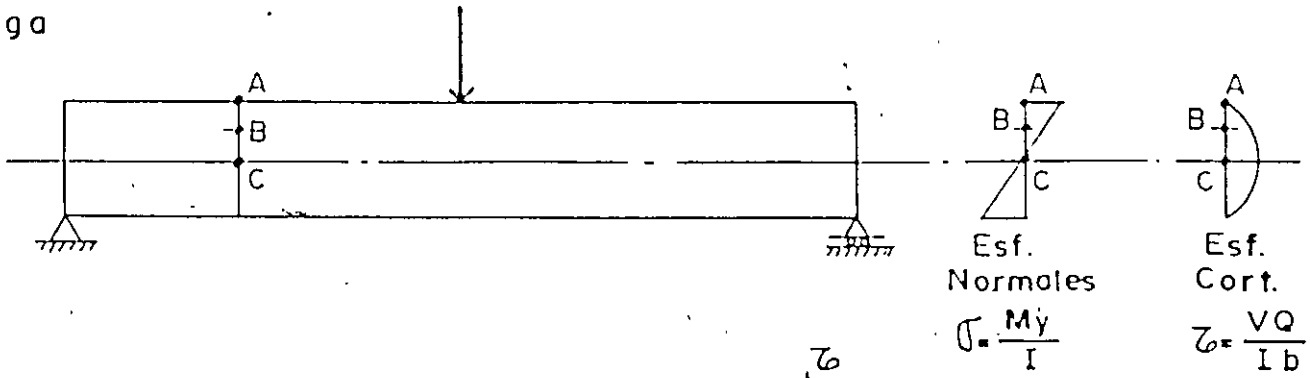
El sentido de rotación del ángulo es el mismo en la circunferencia que en la realidad, es decir, si el eje N forma un ángulo  $\theta$  con el eje X en el sentido contrario al giro del reloj, el radio R de la circunferencia forma un ángulo  $2\theta$  con el radio R en sentido contrario al giro del reloj.



- $\sigma_1$  : Esfuerzo normal máximo
- $\sigma_2$  : Esfuerzo normal mínimo
- $\tau_{max}$  : Esfuerzo cortante máximo
- R : Radio de círculo

EJEMPLO:

Viga

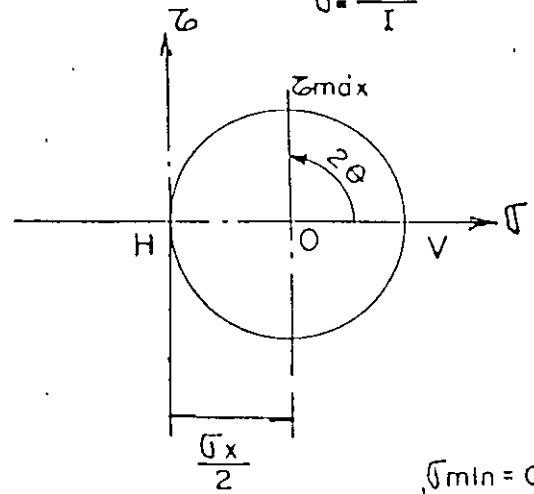
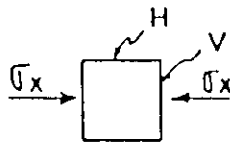


Para A:

$$\sigma_x = \sigma_A$$

$$\sigma_y = 0$$

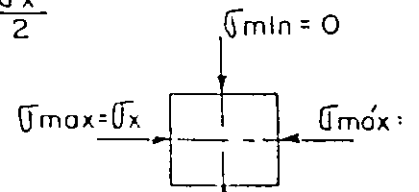
$$\tau_{xy} = 0$$



Centro  $O = \frac{\sigma_x}{2}$

V  $(\sigma_x, 0)$

H  $(0, 0)$   $\therefore$  No existe tensión



Esfuerzos principales:

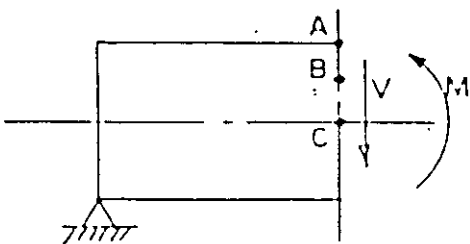
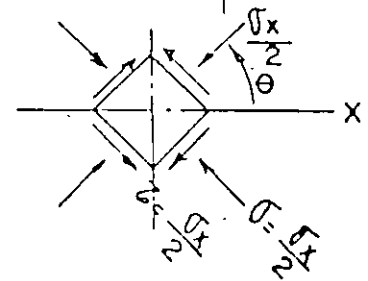
Máximo  $\sigma_1 = \sigma_x$

Compresión  $2\theta = 0 \rightarrow \theta = 0$

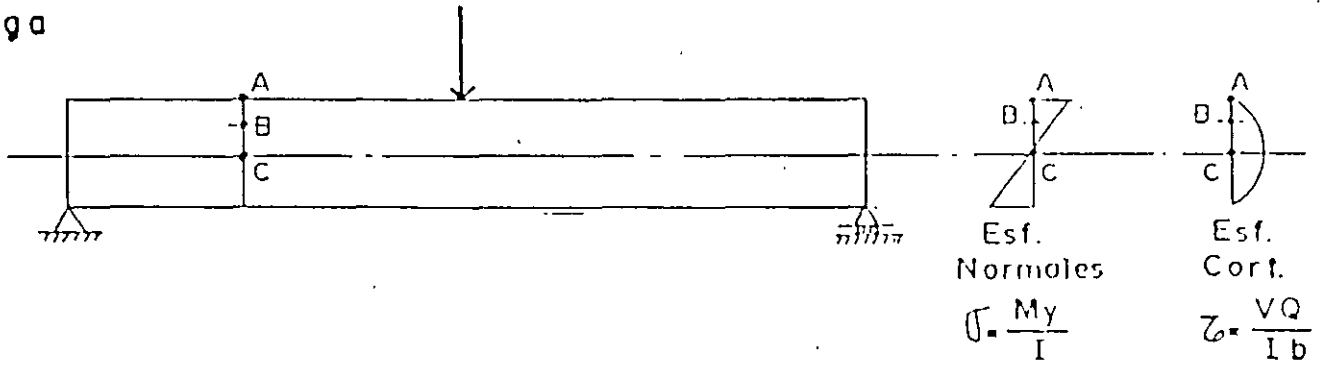
Mínimo  $\sigma_2 = 0$

$$z_{m\acute{o}x} = \frac{\sigma_x}{2}$$

$2\theta = 90^\circ$  sentido del reloj  
 $\theta = 45^\circ$



Viga

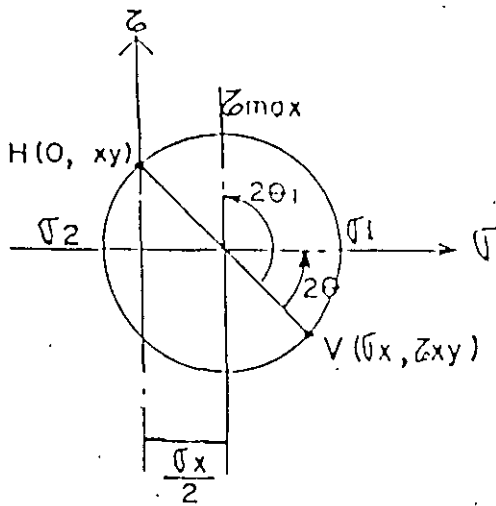
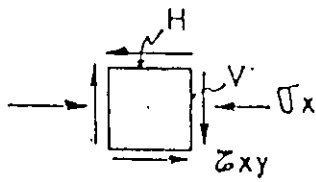


Para B:

$$\sigma_x = \sigma_B$$

$$\tau_y = 0$$

$$z_{xy} = z_B$$



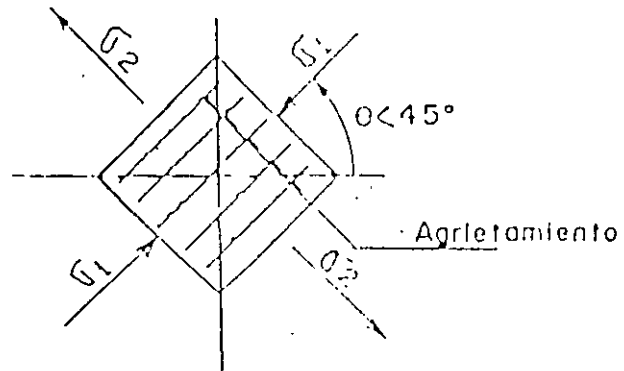
Centro  $O = (\sigma_x/2, 0)$

$$\text{Radio} = \sqrt{\frac{\sigma_x^2}{4} + z_{xy}^2}$$

$$\sigma_{\text{Máx}} = \frac{\sigma_x}{2} + \sqrt{\frac{\sigma_x^2}{4} + z_{xy}^2}$$

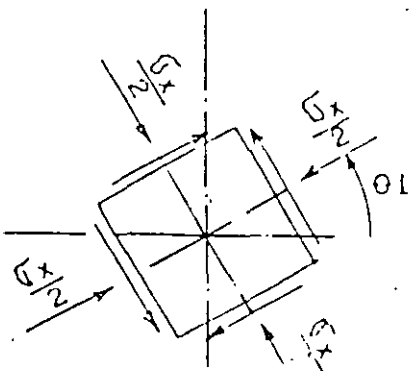
$$\sigma_{\text{Mín.}} = \frac{\sigma_x}{2} - \sqrt{\frac{\sigma_x^2}{4} + z_{xy}^2}$$

$$\sigma_{\text{Mín}} = 0 \quad \text{SI } z_{xy} = \frac{\sqrt{3}}{2} \sigma_x$$

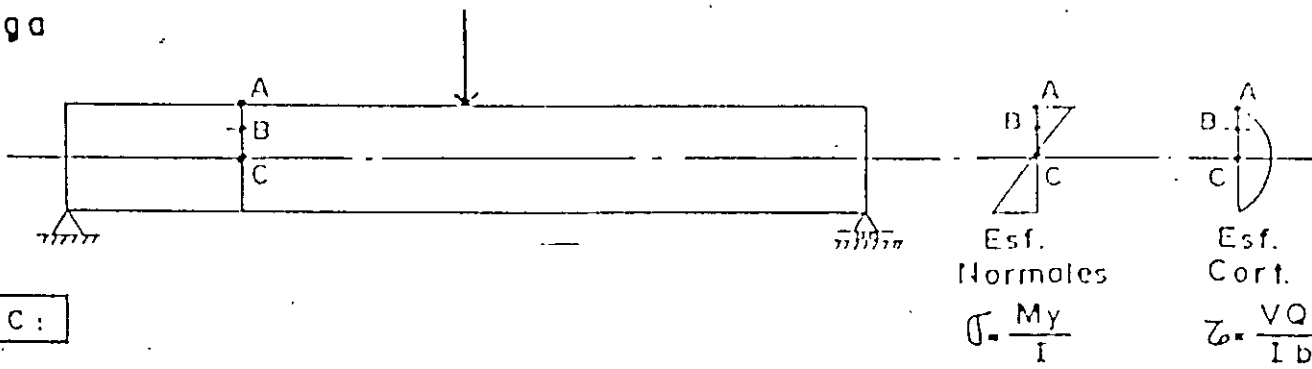


Esfuerzos Principales

$$\left[ \begin{aligned} z_{\text{max}} &= \sqrt{\frac{\sigma_x^2}{4} + z_{xy}^2} \\ \text{Asociado a } \sigma &= \frac{\sigma_x}{2} \end{aligned} \right.$$

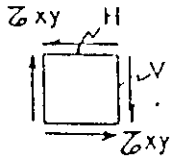


Viga

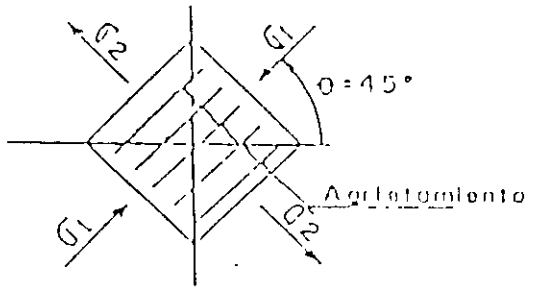
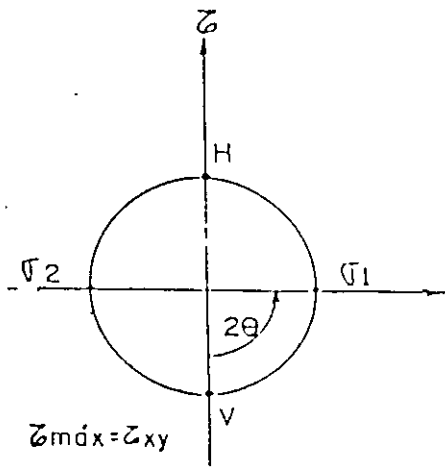


Para C:

$\sigma_x = 0$   
 $\sigma_y = 0$   
 $\tau_{xy} = \tau_c$



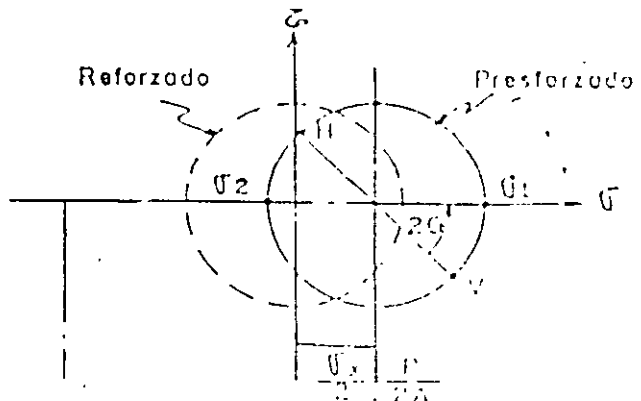
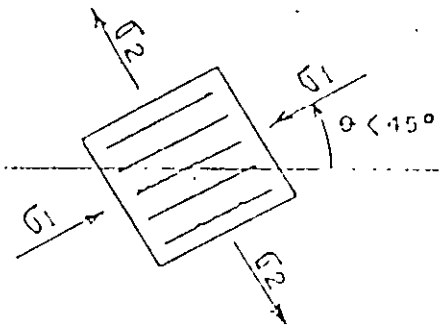
Centro  $O = (0,0)$   
 Radio  $R = z_{xy}$   
 $\sigma_{\max} = z_{xy}$   
 $\sigma_{\min} = -z_{xy}$



Esfuerzos principales

Con presfuerzo longitudinal

En C:  
 $\sigma_x = P/A$   
 $\sigma_y = 0$   
 $\tau_{xy} = \tau_c$



El círculo se desplaza hacia la zona de compresión y el ángulo de agrietamiento disminuye.



Colocando presfuerzo vertical, además del presfuerzo longitudinal

$$\sigma_y = \frac{F}{Sb}$$

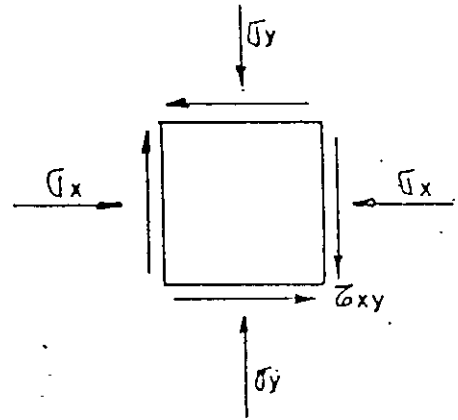
S: Separación de estribos.

b: Ancho del alma.

F: Fuerza en el cable.

$$\sigma_x = \frac{P}{A}$$

$$\tau_{xy} = \tau$$

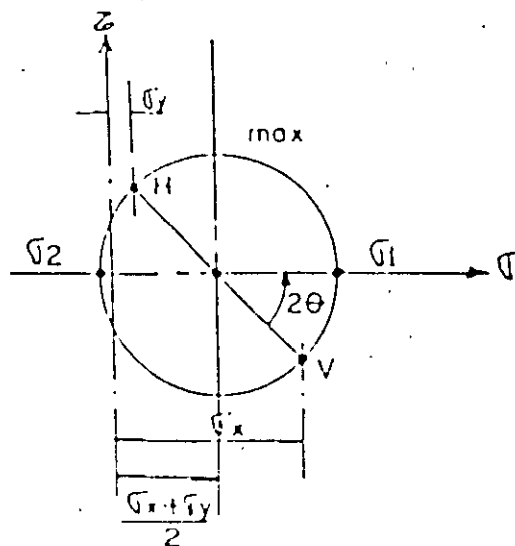


Observaciones

1. Disminuye el radio del círculo.

2. Si  $\sigma_y \geq \frac{\tau_{xy}}{\sigma_x}$  No hay esfuerzos de tensión.

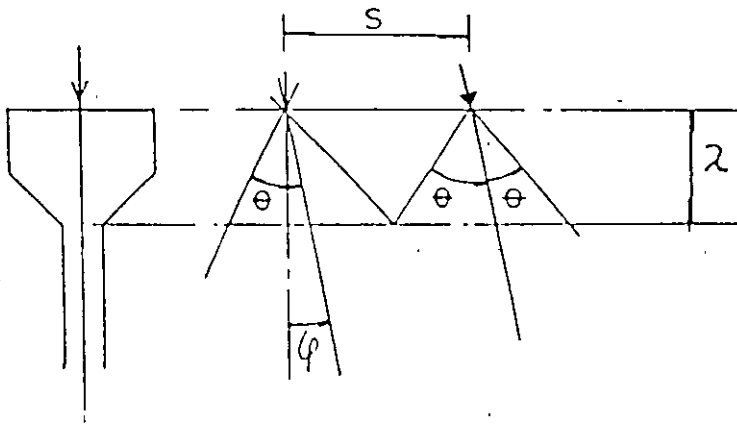
3. El círculo se recorre hacia la zona de compresión



Para comprimir uniformemente la sección:

$$S = \frac{12 \lambda}{9 - 13 \operatorname{sen} \varphi} \quad \text{Comunmente } \varphi = 0$$

Lo anterior representa tener  $\tan \theta = 2/3$



Reglamentariamente (BPEL)  $S \leq 0.8h$

## Criterio de revisión

1° Revisar la capacidad existente

si sollicitación > capacidad

entonces se revisa el acero necesario

a) Por esfuerzos permisibles

$$\tau_{adm} \leq 0.4 f_{tj} \left[ f_{tj} + \frac{2}{3} \sigma_x \right]$$

$$\text{Si } \tau_{adm} > \tau_{ac} = \frac{VQ}{I b}$$

Entonces se debe colocar un presfuerzo tal que

$$\sigma_y > \frac{\tau_{ac}^2 / 0.4 f_{tj} - f_{tj} - 2/3 \sigma_y}{2/3 + \frac{\sigma_x}{0.4 f_{tj}}}$$

b) Adicionalmente se deberá revisar por resistencia última

Como resultado de lo anterior, podemos comentar lo siguiente:

a) Al colocar cables longitudinales de presfuerzo exterior se logra lo siguiente:

- a1) Una compresión en el sentido longitudinal, lo cual desplaza el círculo de Mohr hacia a zona de compresiones, con lo que se reduce el esfuerzo principal de tensión.
- a2) Si el cable es inclinado, la componente vertical en éstas secciones que actúa, es una descarga a la fuerza cortante originada por cargas vivas y muertas; por lo que el cortante que actúa en cada sección se reduce.

b) Al colocar estribos verticales presforzados, se logra lo siguiente,

- b1) El círculo de Mohr se recorre hacia la zona de compresión, con lo que se reduce el esfuerzo principal de tensión
- b2) El radio del círculo se reduce, por lo que disminuye el esfuerzo principal de tensión.

Como aspectos tecnológicos, podemos comentar:

- 1) Hay que hacer un desviador de estribo vertical respetando los radios mínimos que especifica el fabricante del cable a emplear, que en general es un torón de 0.5" o 0.6".
- 2) Se debe proteger el cable, se suele usar un ducto de polietileno de alta densidad (PHD) y se inyecta con lechada de cemento al interior, después del tensado
- 3) Como el cable es muy corto es necesario
  - Tensar simultáneamente por ambos extremos
  - Emplear un anclaje especial con recuperación de la entrada de cuña
- 4) Para alojar los anclajes, se hace una caja en la losa superior, en la zona de cartela de la trabe ya que es mas gruesa que la losa.

Hay que estudiar con mucho cuidado éste detalle, ya que se debilita la sección, estudiando el aplastamiento bajo el anclaje y revisando el punzonamiento que se genera en el fondo de la caja.

En la gran mayoría de los casos, al cortar las puntas y para lograr un recubrimiento adecuado de las mismas, se llega a necesitar la colocación de una sobrelosa

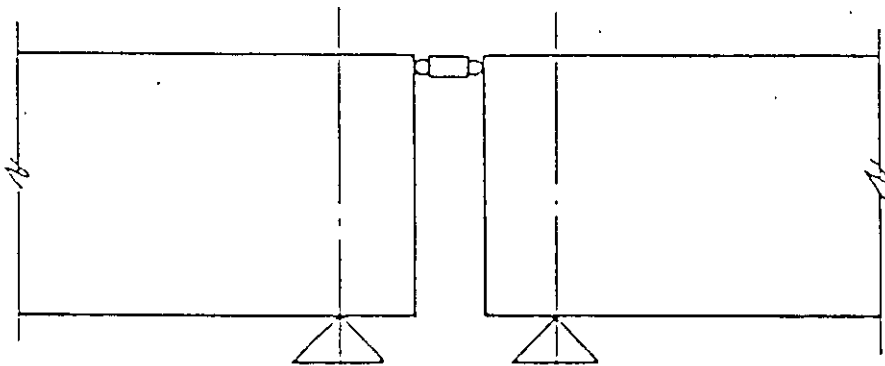
## CONTINUIDAD DE LOS PUENTES

La mayoría de los puentes que se reparan en México son a base de vigas, prefabricadas o coladas in situ. Cuando éste tipo de puentes tiene problemas por la falta de capacidad a flexión de las traveses, es común reforzarlos por medio de presfuerzo exterior.

Cuando el puente en cuestión, está constituido por más de un tramo, en ciertos casos es conveniente proponer que el presfuerzo adicional sea continuo a lo largo de todo el puente, esto nos traerá como beneficio:

- Eliminar juntas de calzada
- Reducir el mantenimiento
- Superficie de rodamiento confortable
- Reducción en número de anclajes del presfuerzo adicional

La continuidad se logra colocando un pequeño puntal a compresión en la parte superior de la trabe, conceptualmente, esto sería así



Esto se materializa haciendo unas pequeñas cajas en la trabe y se proyecta un bloque de concreto de manera que pase la fuerza de compresión del presfuerzo y no se junten las traveses. Para el detallado del bloque las varillas de refuerzo del mismo no deberán crear continuidad con el refuerzo de la trabe

El trabajo de la estructura no se modifica, ya que ésta continúa siendo prácticamente isostática con respecto a cargas verticales, la única novedad es que por la articulación entre tramos, la trabe pasa a ser continua con respecto a cargas que dan deformaciones longitudinales

Como la junta que había, ya no es efectiva debido a la instalación del mecanismo mostrado más arriba, es necesario cerrar la losa del tablero. Para ello se le dará continuidad a la losa, sin darle continuidad estructural, colocando un refuerzo tipo articulación.

Finalmente es importante señalar que se deberá de tener cuidado en el dimensionamiento de los apoyos, ya que éstos si sufrirán modificaciones debido a la continuidad del tablero por deformaciones y fuerzas horizontales

Para el cambio de apoyos futuros, deberemos tener la precaución que al gatear se deberán levantar los dos apoyos que concurren a un eje. Se debe señalar que en general, para cambiar apoyos, es necesario levantar solo del orden de 1 cm. por lo que, el gateo, se puede hacer en un solo eje por vez y dada la flexibilidad de una estructura, no es necesario levantar todos los ejes a la vez por ser continuo.

Casos en que no es conveniente éste tipo de solución:

1. El hecho de ser necesario cambiar el sistema de apoyo, hace que se pudiese cambiar la distribución de fuerzas sísmicas en los diferentes ejes. La primera idea es lograr una distribución lo más parecida posible al proyecto original.

Si lo anterior no fuera posible, es obligatorio revisar la cimentación para esto es necesario consultar los planos de cimentación y el resultado de los estudios de mecánica de suelos.

Si ésta información no está disponible, hay dos alternativas: hacer un nuevo estudio de mecánica de suelo o abandonar ésta solución.

2. En algunos casos hay problemas constructivos para colocar los bloques como el caso de extremos de trabes postensadas con alta densidad de anclajes y que no conviene hacer demoliciones en éste punto
3. Finalmente , puede que ésta solución por los cambios que haya que hacer resulte finalmente más costosa que otra y se descarte por ésa razón.

## CAMBIOS DE APOYOS

Esta operación se efectúa tanto como parte de una campaña de mantenimiento (sustitución por intemperización), o como parte de una rehabilitación (capacidad escasa o daños).

En los dos casos se requiere necesariamente un estudio previo para revisar los puntos que veremos a continuación. Esto no quiere decir que forzosamente a cada vez que se haga un cambio de apoyos en una estructura se deba de hacer un estudio, pero debe de hacerse por lo menos uno y para siempre.

Lo más lógico es que el estudio para el cambio de apoyos forme parte del proyecto original de cada puente, así se pueden prever desde la construcción los espacios necesarios para los gatos y que todos los elementos estén preparados y resistan la operación.

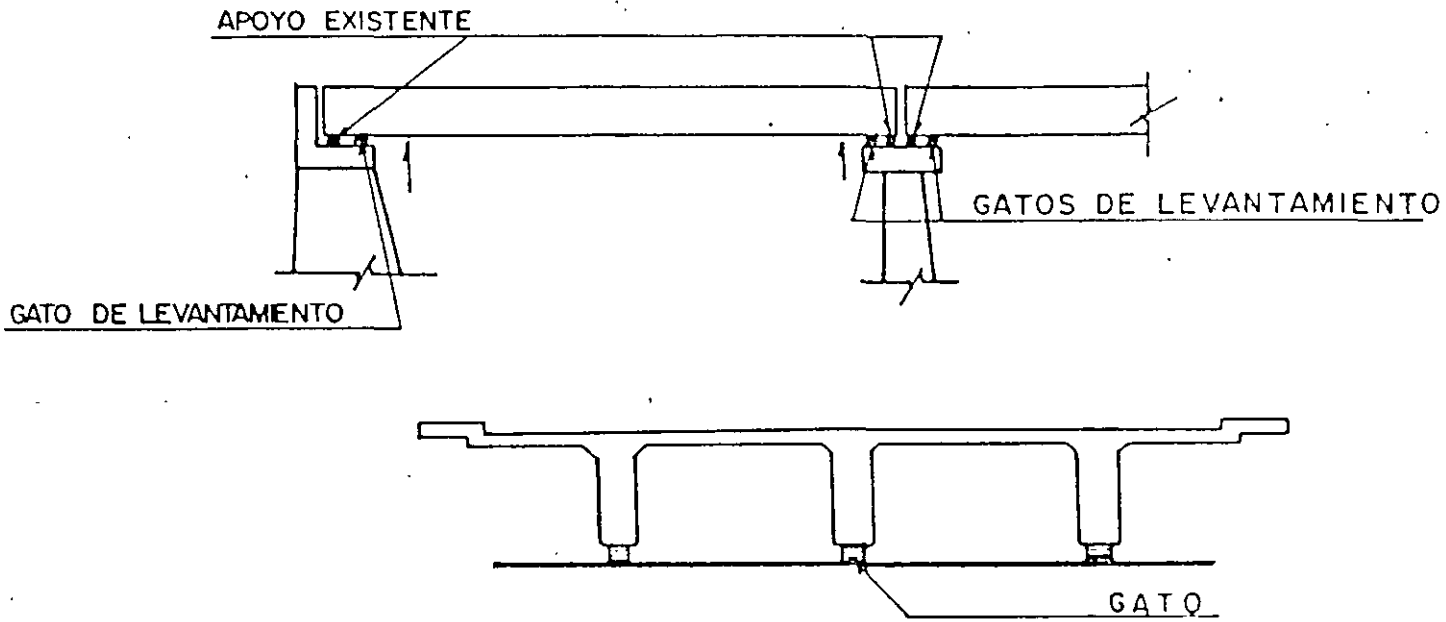
Cuando no se previó esto desde un principio, la adición de elementos "extras" pueden ser en algunos casos costosa.

Es muy importante que en el estudio se revisen los siguientes puntos:

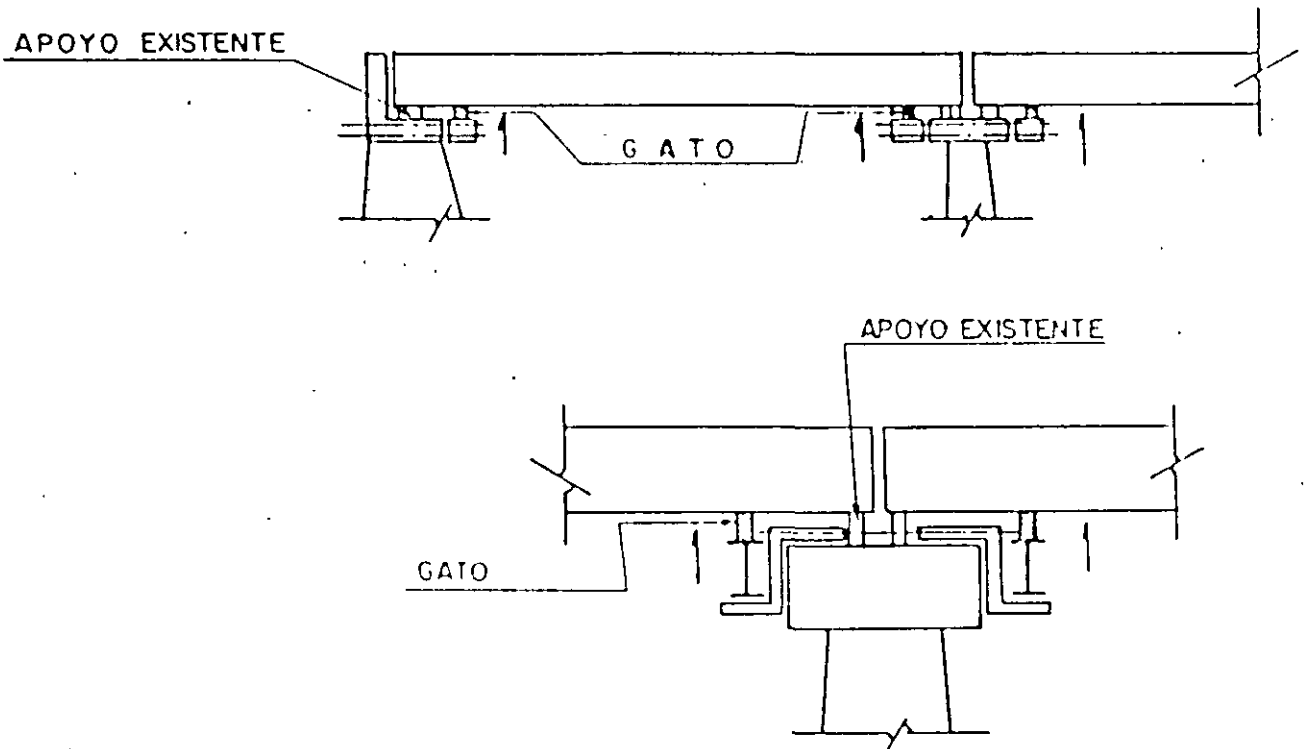
- a) Que para la maniobra de levantamiento, no se presenten condiciones de inestabilidad al apoyar los tableros sobre los gatos.
- b) Calcular , con la mejor precisión, las cargas reales
  - cargas muertas
  - cargas vivas con impacto, esto si el cambio se hace con circulación
- c) Revisar cuidadosamente las zonas de apoyo del gato (arriba y abajo)  
Eventualmente se deben prever adecuaciones y reforzamientos locales.
- d) Revisar la resistencia y la estabilidad de los elementos en los que se apoyan los gatos.

A continuación veremos algunas formas típicas para gatear el tablero de un puente:

1. Levantamiento por la trabe cuando hay espacio para el gato



2. Levantamiento por la trabe, a partir de un bloque o estructura adicional.



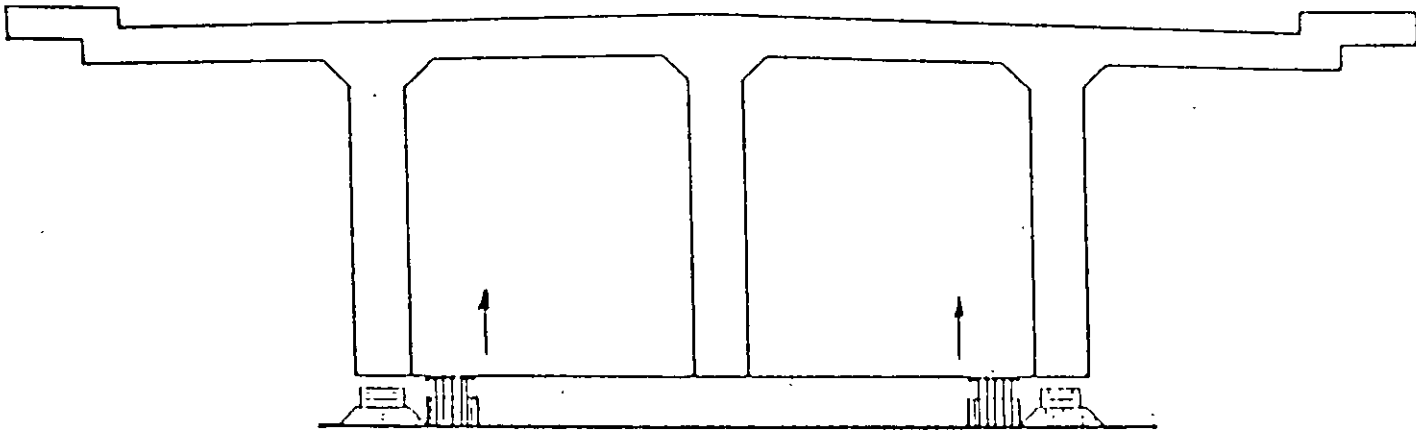


### 3. Levantamiento por el diagrama

Para éste caso, se debe revisar adicionalmente.

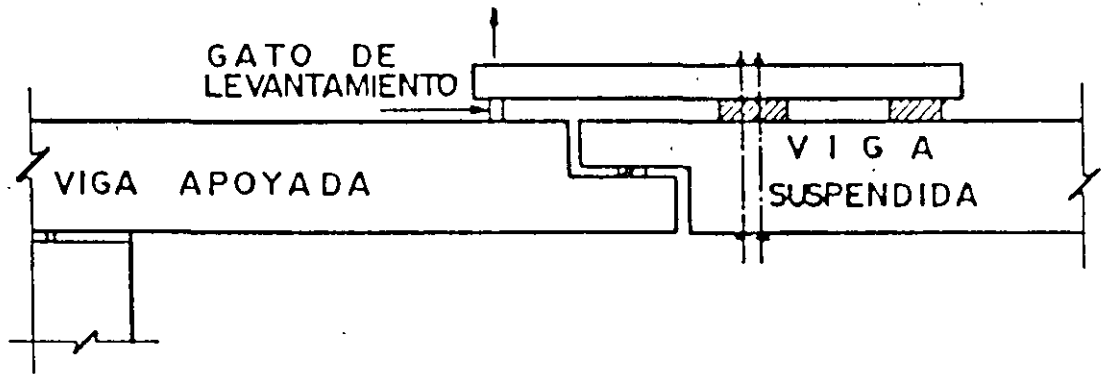
- la capacidad de los diafragmas
- calidad de la conexión viga-diafragma

En caso de no ser satisfactorias estas condiciones, se deben de tomar precauciones especiales.

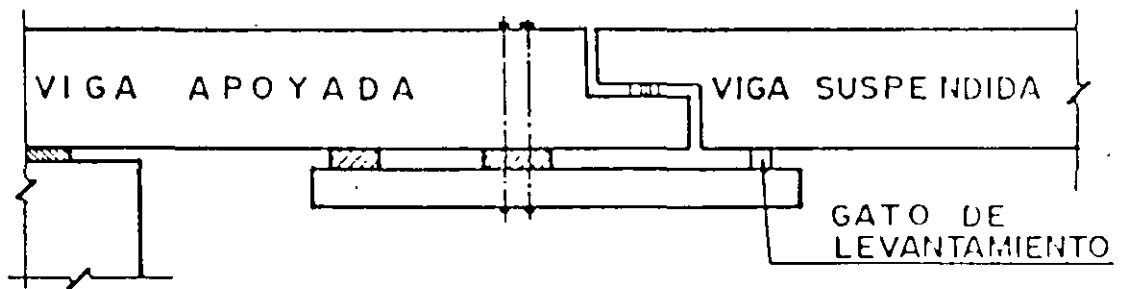


#### 4 Cambio de apoyos en articulaciones intermedias (vigas Gerber)

a) Con estructura de levantamiento por encima.



b) Con estructura de levantamiento por abajo





**FACULTAD DE INGENIERÍA U.N.A.M.  
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

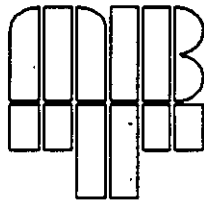
**CURSOS INSTITUCIONALES**

**INSPECCIÓN MANTENIMIENTO Y REHABILITACIÓN DE  
PUENTES (Impartido por el IMT y esta División)**

Del 27 de octubre al 7 de noviembre.

*Selección de Materiales de Reparación para concreto*

Palacio de Minería  
1997.



**SELECCION DE MATERIALES  
DE REPARACION  
PARA CONCRETO**

---

---

---

---

---

---

---

---

---

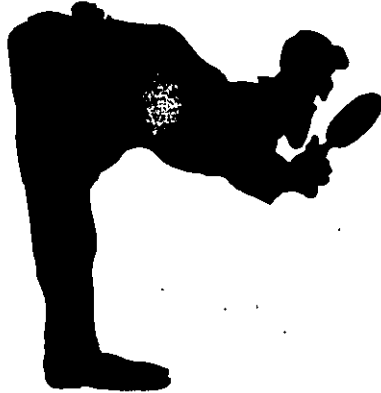
---

---



Master Builders  
Technologies®

# PROCESO DE SELECCION DE MATERIALES DE REPARACION



- ANALISIS DE LA REPARACION
- ESTRATEGIA PARA LA REPARACION

---

---

---

---

---

---

---

---

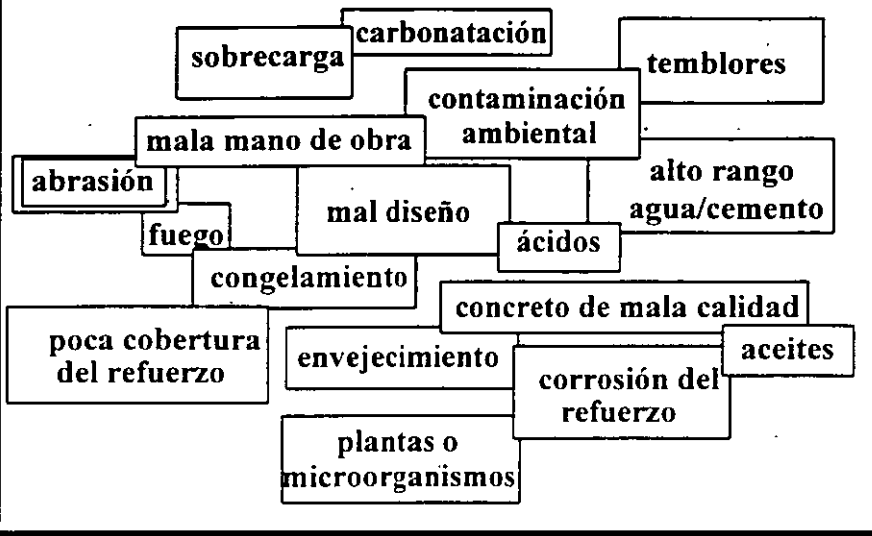
---

---

---



# ¿ Porque el Concreto se Deteriora?



---

---

---

---

---

---

---

---

---

---

---



## Deterioro del Concreto

Existen varias razones del porque...

...pero el proceso siempre puede ser analizado usando un modelo basado en un conocido principio de la naturaleza:

# EQUILIBRIO

---

---

---

---

---

---

---

---

---

---

---

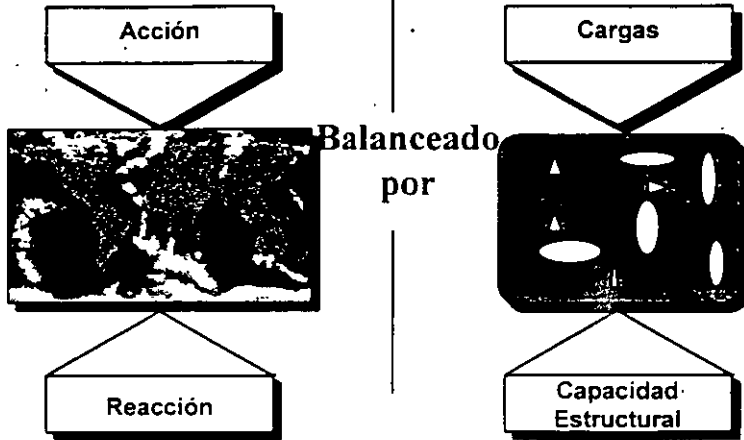
---



# Concepto del Equilibrio

Equilibrio en la Naturaleza

Equilibrio en la Construcción



---

---

---

---

---

---

---

---

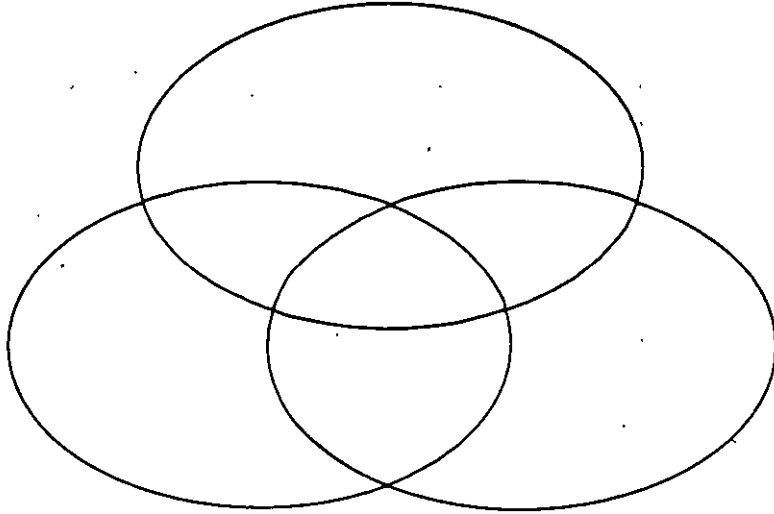
---

---





## FORMACION DE UN SISTEMA DE REPARACION



---

---

---

---

---

---

---

---

---

---

---















# Aplicaciones MBT para Reparar el Concreto



Reparación Estructural

Renovación de la Superficie

Reparación del Área de Tráfico

Impermeabilización y Protección

Reparación de Resinas Especiales

---

---

---

---

---

---

---

---

---

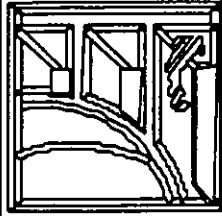
---

---

---



Master Builders  
Technologies®



## Reparación Estructural

### Ambiente:

- Restauración de capacidad estructural
- Daños severos a estructura
- Integridad de la Estructura afectada
- Confiabilidad de funcionamiento

### Aplicaciones :

- Estructuras de Ingeniería Civil

---

---

---

---

---

---

---

---

---

---

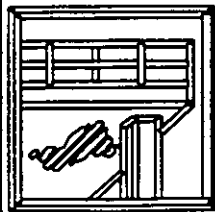
---

---



Master Builders  
Technologies®





## Renovación de la Superficie

### Ambiente:

- Deterioro temprano detectado a tiempo
- Integridad de la Estructura todavía no afectada
- Frecuentemente diseño inadecuado o mano de obra
- La Durabilidad y estética debe ser reinstalada

### Aplicaciones:

- Edificios, balcones, plafones

---

---

---

---

---

---

---

---

---

---

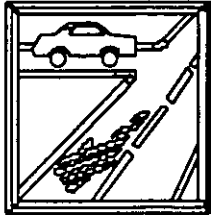
---

---









## Reparación de Areas de Tráfico

Reparaciones que Requieren de un Mínimo Tiempo de Reparación

### Criterio de Ingeniería :

- Altas Resistencias Tempranas
- Resistencia al Congelamiento -Deshielo
- Permeabilidad
- Adherencia
- Resistencia a la Abrasión
- Resistencia a la Flexión

---

---

---

---

---

---

---

---

---

---

---



Master Builder  
Technologies



**Seleccionar el material de reparación que proporcione un balance óptimo de los factores de desempeño y costo**

---

---

---

---

---

---

---

---

---

---



# MBT

## Consideraciones de la Estructura Nueva

Resistencia a la Compresión  
Resistencia a la Flexión  
Resistencia a la Tensión  
Congelamiento-Deshielo  
Contracción  
Relación A/C  
Revenimiento

## Consideraciones del Material de Reparación

Adherencia  
Contracción  
Módulo "E"  
Permeabilidad  
Congelamiento - Deshielo  
Resistencia a la Tensión  
Resistencia a la Flexión  
Resistencia a la Compresión

---

---

---

---

---

---

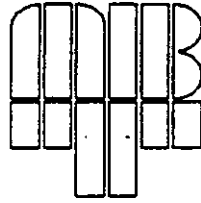
---

---

---

---

---



## Sistemas para Reparar Concreto

---

---

---

---

---

---

---

---

---

---

---

---



Master Builders  
Technologies®



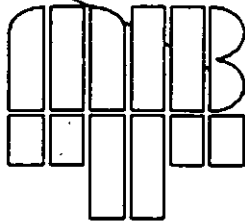
**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.  
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

**CURSOS INSTITUCIONALES**

**INSPECCIÓN MANTENIMIENTO Y REHABILITACIÓN DE  
PUENTES (Impartido por el IMT y esta División)  
Del 27 de octubre al 7 de noviembre.**

*Concreto de Alto Desempeño*

Palacio de Minería  
1997.



MASTER BUILDERS  
TECHNOLOGIES

# CONCRETO DE ALTO DESEMPEÑO

---

---

---

---

---

---

---

---

---

---

---

---

---

---

---

---



Master Builders  
Technologies



# EVOLUCION DEL CONCRETO DE ALTO DESEMPEÑO

ADITIVOS QUIMICOS ESPECIALES Y NUEVOS MATERIALES CEMENTICIOS HAN CREADO LA POSIBILIDAD DE PRODUCIR CONCRETO ALTAMENTE TRABAJABLE CON PROPIEDADES MECANICAS Y DE DURABILIDAD SUPERIORES.



*¡ ESTO ES EL CAD !*

---

---

---

---

---

---

---

---

---

---





# CONCRETO DE ALTO DESEMPEÑO

NO ES SOLO  
CONCRETO DE  
ALTA  
RESISTENCIA



---

---

---

---

---

---

---

---

---

---

---

---



# CONCRETO DE ALTO DESEMPEÑO

¿ QUE ES?



- DEFINICIÓN :

ES UN CONCRETO QUE CUMPLA CON LOS REQUISITOS ESPECIALES DE COMPORTAMIENTO, LOS CUALES NO PUEDEN LOGRARSE DE FORMA RUTINARIA UTILIZANDO SOLO INGREDIENTES CONVENCIONALES , Y PRACTICAS NORMALES DE MEZCLADO, COLOCACION Y CURADO.

---

---

---

---

---

---

---

---

---

---

---

---

---





# REQUISITOS DEL CAD

- **FACILIDAD DE COLOCACION Y COMPACTACION SIN SEGREGACION, BAJO SANGRADO, BUEN ACABADO, Y BAJAS CONTRACCIONES PLASTICAS.**

---

---

---

---

---

---

---

---

---

---

---





# REQUISITOS DEL CAD

- FACILIDAD DE COLOCACION Y COMPACTACION SIN SEGREGACION, BAJO SANGRADO, BUEN ACABADO , Y BAJAS CONTRACCIONES PLASTICAS.
- ALTAS RESISTENCIAS TEMPRANAS
- ESTABILIDAD DE VOLUMEN

---

---

---

---

---

---

---

---

---

---

---

---



# REQUISITOS DEL CAD

- **FACILIDAD DE COLOCACION Y COMPACTACION SIN SEGREGACION, BAJO SANGRADO, BUEN ACABADO , Y BAJAS CONTRACCIONES PLASTICAS.**
- **ALTAS RESISTENCIAS TEMPRANAS**
- **ESTABILIDAD DE VOLUMEN**
- **PROPIEDADES FISICAS A LARGO PLAZO**

---

---

---

---

---

---

---

---

---

---

---

---



Master Builders  
Technologies®

# REQUISITOS DEL CAD

- FACILIDAD DE COLOCACION Y COMPACTACION SIN SEGREGACION, BAJO SANGRADO, BUEN ACABADO , Y BAJAS CONTRACCIONES PLASTICAS.
- ALTAS RESISTENCIAS TEMPRANAS
- ESTABILIDAD DE VOLUMEN
- PROPIEDADES FISICAS A LARGO PLAZO
- TENACIDAD

---

---

---

---

---

---

---

---

---

---

---

---

---

---

---

---

---

---

---

---

---

---

---

---





# **REQUISITOS DEL CAD**

- **FACILIDAD DE COLOCACION Y COMPACTACION SIN SEGREGACION, BAJO SANGRADO, BUEN ACABADO, Y BAJAS CONTRACCIONES PLASTICAS.**
- **ALTAS RESISTENCIAS TEMPRANAS**
- **ESTABILIDAD DE VOLUMEN**
- **PROPIEDADES FISICAS A LARGO PLAZO**
- **TENACIDAD**
- **MAYOR VIDA UTIL EN AMBIENTES AGRESIVOS**

---

---

---

---

---

---

---

---

---

---

---





# **PROPIEDADES PLASTICAS DEL CAD**

---

---

---

---

---

---

---

---

---

---

---

---



# PROPIEDADES PLASTICAS DEL CAD

✓ FACILIDAD DE COLOCACION Y  
COMPACTACION SIN SEGREGACION

✓ TRABAJABILIDAD

‡ 15 CM SIN AÑADIR AGUA !!!

‡ FLUIDEZ

‡ COHESIVIDAD

( AÚN EN REVENIMIENTOS ALTOS )

---

---

---

---

---

---

---

---

---

---

---

---



Master Builders  
Technologies®

# PROPIEDADES PLASTICAS DEL CAD

✓ BAJO SANGRADO, BUEN ACABADO, Y  
BAJAS CONTRACCIONES PLASTICAS

- » SELECCION DE INGREDIENTES
- » PROPORCION DE LOS INGREDIENTES
- » CURADO

---

---

---

---

---

---

---

---

---

---

---



Master Builders  
Technologies®

# **PROPIEDADES PLASTICAS DEL CAD**

## **HIDRATACION CONTROLADA**

- **Aplicación de Concreto todo el año.**
- **Tiempos de fraguado apropiados para todo tipo de aplicación.**

---

---

---

---

---

---

---

---

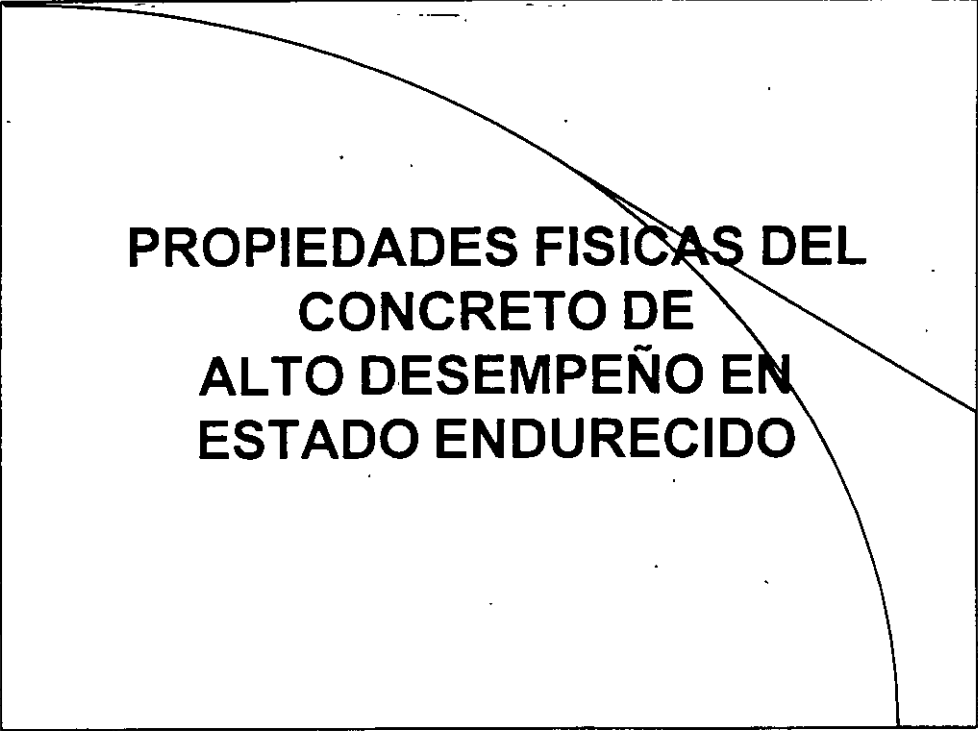
---

---

---

---





**PROPIEDADES FISICAS DEL  
CONCRETO DE  
ALTO DESEMPEÑO EN  
ESTADO ENDURECIDO**

---

---

---

---

---

---

---

---

---

---

---

---



# ALTAS RESISTENCIAS

- **ALTA RESISTENCIA A LA COMPRESION**

- » >> 40 MPa

- » USADO PRIMERO EN COLUMNAS DE RASCA CIELOS

- » AHORA USADO EN VIGAS DE PUENTES, PUERTOS, ESTRUCTURAS DE ESTACIONAMIENTOS, ETC.

- ( EDIFICIO SOCIETY ; >100 MPa !!! )

---

---

---

---

---

---

---

---

---

---

---

---



# ALTAS RESISTENCIAS

- **TIEMPOS DE CONSTRUCCION MAS RAPIDOS**

( Alto desarrollo de resistencias tempranas )

» DESCIMBRADO MAS RAPIDO

» POSTENSADO MAS RAPIDO

- **INCREMENTO EN RESISTENCIAS A FLEXION Y A TENSION**

» DISMINUCION EN EL ESPESOR DEL PAVIMENTO

---

---

---

---

---

---

---

---

---

---

---


---






# ALTAS RESISTENCIAS

- **ALTO MODULO DE ELASTICIDAD**

 >> 35 GPa

 USADO GENERALMENTE EN PAREDES Y COLUMNAS DE RASCACIELOS PARA CONTROLAR LA DEFLEXION (MOVIMIENTO) DEBIDO A CARGAS LATERALES.

**(EDIFICIO SOCIETY ; aprox: 47 GPa)**

---

---

---

---

---

---

---

---

---

---

---

---



# TENACIDAD

- DUCTILIDAD Y ABSORCIÓN DE ENERGÍA
  - » PARA MEJORAR LA RESISTENCIA SISMICA
  - » BENEFICIO CLAVE DE CONCRETO REFORZADO CON FIBRA
  - » MEJORA LA CAPACIDAD DE TENSION

---

---

---

---

---

---

---

---

---

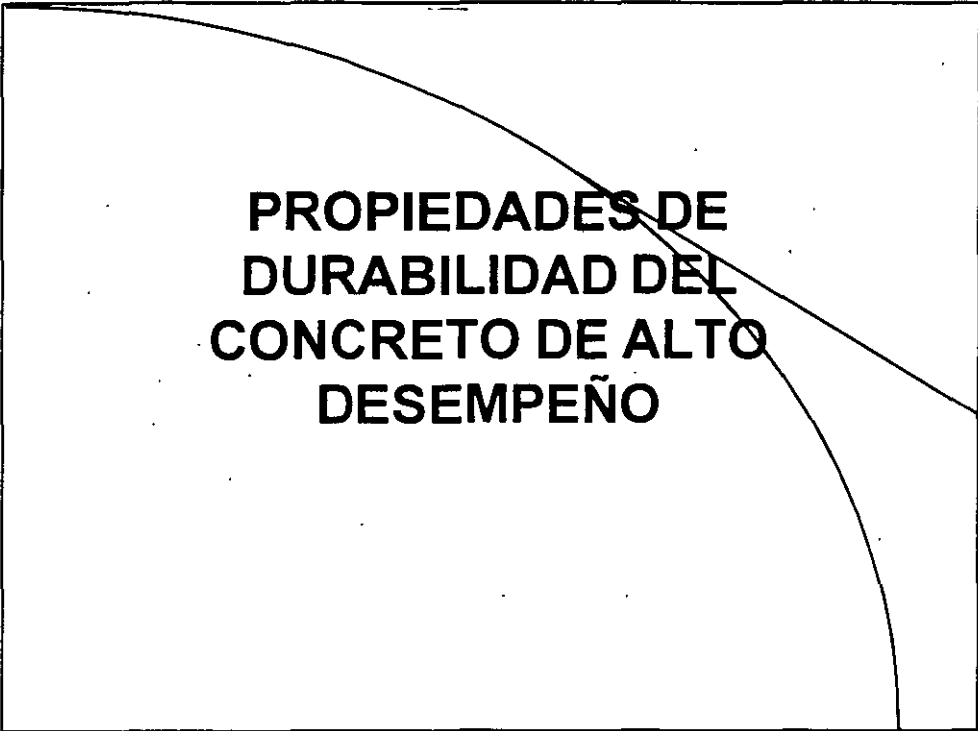
---

---



Master Builders  
Technologies®





**PROPIEDADES DE  
DURABILIDAD DEL  
CONCRETO DE ALTO  
DESEMPEÑO**

---

---

---

---

---

---

---

---

---

---

---

---



Las propiedades físicas a largo plazo así como la resistencia a un medio ambiente agresivo está muy realcionado a :

---

---

---

---

---

---

---

---

---

---



**PERMEABILIDAD !!!**  
**PERMEABILIDAD !!!**  
**PERMEABILIDAD !!!**  
**PERMEABILIDAD !!!**  
**PERMEABILIDAD !!!**  
**PERMEABILIDAD !!!**  
**PERMEABILIDAD !!!**  
**PERMEABILIDAD !!!**  
**PERMEABILIDAD !!!**  
**PERMEABILIDAD !!!**  
**PERMEABILIDAD !!!**

---

---

---

---

---

---

---

---

---

---

---





# PERMEABILIDAD DEL CONCRETO

✓ ES ALTAMENTE DESEABLE TENER  
UNA BAJA PERMEABILIDAD PARA  
LOGRAR ALTA RESISTENCIA AL  
INGRESO DE SOLUCIONES DE  
CLORURO Y OTROS QUIMICOS  
AGRESIVOS

---

---

---

---

---

---

---

---

---

---

---

---





**BENEFICIOS PRINCIPALES DE UNA  
BAJA PERMEABILIDAD EN EL  
CONCRETO**

- ✓ RESISTENCIA AL PASO DE AGUA
- ✓ RESISTENCIA A LA CORROSION
- ✓ RESISTENCIA A LOS SULFATOS

---

---

---

---

---

---

---

---

---

---

---



## FACTORES QUE AFECTAN LA PERMEABILIDAD DEL CONCRETO

- INFLUENCIADO PRINCIPALMENTE POR LA RELACION AGUA/MATERIAL CEMENTICIO TOTAL
- TAMBIEN INFLUENCIADO POR PUZOLANAS, EN PARTICULAR LA MICROSILICA
- OTROS FACTORES  
(proporciones, consolidacion, curado, etc)

---

---

---

---

---

---

---

---

---

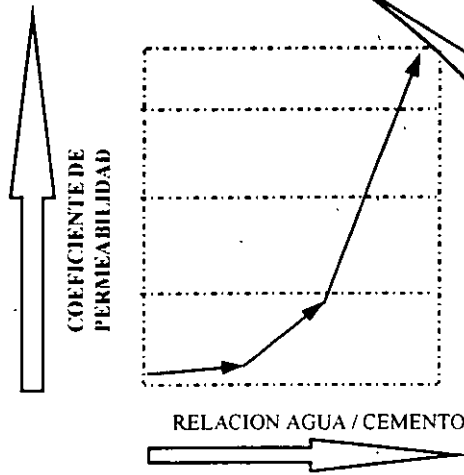
---

---



Master Builders  
Technologies®

# EFFECTO DE LA RELACION AGUA/CEMENTO EN LA PERMEABILIDAD



---

---

---

---

---

---

---

---

---

---

# MEDIDA DE LA PERMEABILIDAD DEL CONCRETO

(CLORUROS)

- ✓ PRUEBAS DE CONCRETO SUMERGIDO EN CLORUROS (AASHTO T 259, ETC.)
- ✓ PERMEABILIDAD RAPIDA A LOS CLORUROS (RCP) (ASTM C 1202, AASHTO T 2877)
- ✓ PRUEBAS DE EXPOSICION EN EL CAMPO

---

---

---

---

---

---

---

---

---

---

---



# MEDIDA DE LA PERMEABILIDAD DEL CONCRETO (CLORUROS)

LAS PRUEBAS PROPORCIONAN INFORMACION DE:

- **CONTENIDO DE CLORUROS**
  - » COEFICIENTE DE DIFUSION DE CLORUROS
- **RCP VALOR DE COULOMBS**  
*ASTM C 1202, AASHTO T 277)*

---

---

---

---

---

---

---

---

---

---

---

---



# PROPIEDADES DE DURABILIDAD DEL CAD

- ✓ RESISTENCIA A LA CORROSION
- RETRASA EL COMIENZO DE LA CORROSION
- DETIENE LA TASA DE CORROSION

---

---

---

---

---

---

---

---

---

---

---



## RESISTENCIA AL INGRESO DEL AGUA, ¿QUE ES?

GENERALMENTE DEFINIDA  
COMO LA HABILIDAD DEL  
CONCRETO PARA DETENER  
O RETENER AGUA SIN  
FILTRACIONES APARENTES

---

---

---

---

---

---

---

---

---

---

---

## RESISTENCIA AL INGRESO DEL AGUA

- ⊛ EN GENERAL, LAS PROPIEDADES QUE HACEN AL CONCRETO MENOS PERMEABLE TAMBIEN LO HACEN MAS RESISTENTE AL PASO DEL AGUA!!!

---

---

---

---

---

---

---

---

---

---

---

---







# RESISTENCIA AL INGRESO DEL AGUA

## *MEJORADA POR:*

- EL DISEÑO ADECUADO Y CONSTRUCCION DE  
DETALLES DE JUNTAS ( espaciamento y,  
waterstops, etc.)
- PROPORCIONANDO REFUERZO ADECUADO
- UTILIZANDO BARRERAS O RECUBRIMIENTOS  
PROTECTORES
- MINIMIZANDO EL ANCHO DE LAS GRIETAS

---

---

---

---

---

---

---

---

---

---

---

---





# ATAQUE DE SULFATOS EN EL CONCRETO

*LA SEVERIDAD DE ATAQUE DEPENDE DE:*

- LA CONCENTRACION  
( INFLUENCIADA POR PERIODOS FRECUENTES DE MOJADO Y SECADO, POR EJEMPLO, REGIONES ARIDAS )
- TIPO DE REACCION
  - 4 REACCION DEL SULFATO-CALCIO (YESO)
  - 4 REACCION SULFATO-SODIO
  - 4 REACCION SULFATO-MAGNESIO

---

---

---

---

---

---

---

---

---

---

---

---



# ATAQUE DE SULFATOS EN EL CONCRETO

LA EXPANSION Y DETERIORO DEL  
CONCRETO POR SOLUCIONES DE  
SULFATO, SE DEBE PRINCIPALMENTE  
A LA FORMACION DE ETRINGITA

---

---

---

---

---

---

---

---

---

---

---

---



# CONTROL DE ATAQUE DE SULFATOS

*LA RESISTENCIA A LOS SULFATOS SE  
PUEDE MEJORAR USANDO:*

- ✓ CONCRETO IMPERMEABLE DE ALTA CALIDAD
- ✓ CEMENTO RESISTENTE A SULFATOS
- ✓ PUZOLANAS PROTEGER EL CONCRETO DE LA EXPOSICION A SULFATOS.

---

---

---

---

---

---

---

---

---

---

---



# ATAQUE QUIMICO DEL CONCRETO

## REACCION ALCALI-GREGADO: (ASR)

INVOLUCRA LAS REACCIONES  
QUIMICAS ENTRE LAS SUSTANCIAS  
DISUELTAS EN SOLUCIONES EN LOS  
POROS DEL CONCRETO Y CIERTOS  
AGREGADOS SILICEOS REACTIVOS

---

---

---

---

---

---

---

---

---

---

---

---



# **ATAQUE QUIMICO DEL CONCRETO**

## ***EFFECTOS DEL ASR:***

**CAUSA EXPANSIONES INTERNAS  
ANORMALES Y AGRIETAMIENTOS  
EN ESTRUCTURAS DE CONCRETO  
Y PAVIMENTOS, Y FINALMENTE  
PERDIDA DE RESISTENCIA**

---

---

---

---

---

---

---

---

---

---

---

---







## **PROCEDIMIENTOS RECOMENDABLES PARA MINIMIZAR EL ASR**

- ✓ NO UTILICE AGREGADOS REACTIVOS,  
DENTRO DE LO POSIBLE
- ✓ CEMENTO BAJO EN ALCALIS
- ✓ PUZOLANAS O ESCORIA
- ✓ ADITIVOS CON BASE LITIO PARECEN  
OFRECER UNA SOLUCION

---

---

---

---

---

---

---

---

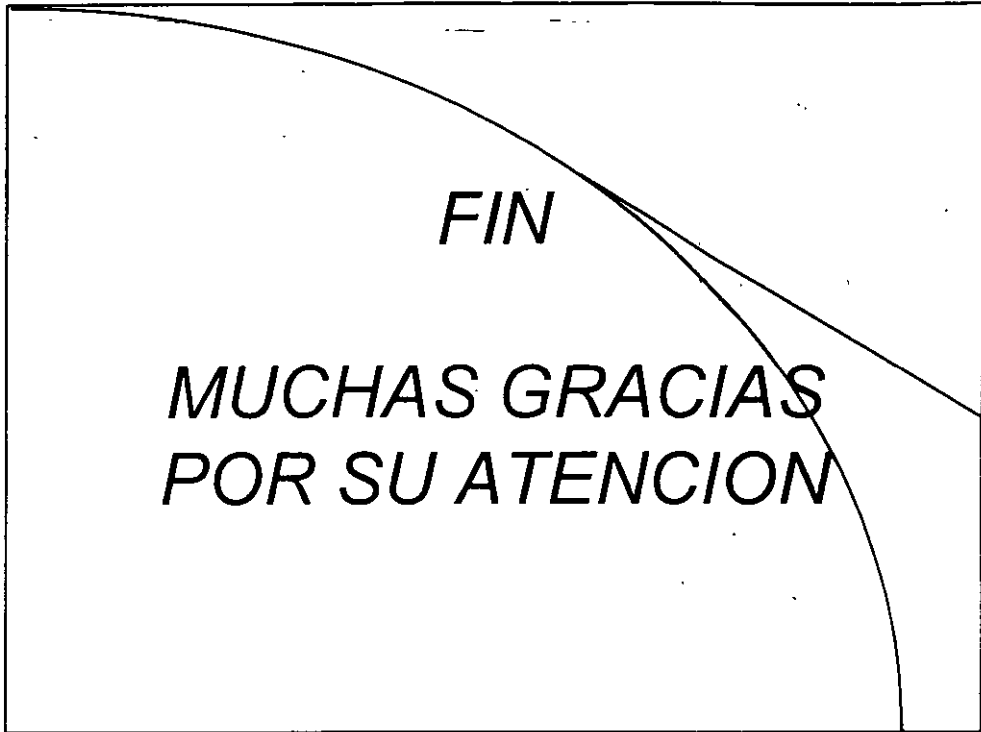
---

---

---

---





---

---

---

---

---

---

---

---

---

---

---





**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.  
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

**CURSOS INSTITUCIONALES**

**INSPECCIÓN MANTENIMIENTO Y REHABILITACIÓN DE  
PUENTES (Impartido por el IMT y esta División)**

Del 27 de octubre al 7 de noviembre de 1997.

*Aplicación de los Wavelets en el análisis de los sistemas dinámicos*

Ing. Francisco Carrión Viramontes  
Ing. Alejandro Lozano Guzmán  
1997.

# APLICACION DE LOS *WAVELETS* EN EL ANALISIS DE SISTEMAS DINAMICOS :

Francisco J. Carrión Viramontes, Alejandro Lozano Guzmán<sup>1</sup>

Universidad Autónoma de Querétaro  
Facultad de Ingeniería, División de Posgrado  
Querétaro, Qro.  
carrion@citlali.imt.mx

<sup>1</sup>Instituto Mexicano del Transporte  
Sanfandila, Qro.  
lozano@citlali.imt.mx

## ABSTRACT

*Wavelets* are mathematical functions that separate data into different frequency components, and each component can be studied with a resolution matched to its scale. Thus, it is possible to carry out, both time and frequency domain analysis, simultaneously. *Wavelets* have advantages over traditional Fourier methods, particularly when a signal contains sharp spikes, discontinuities, and transients. This paper presents a general description of *wavelets*, analyzes some of its characteristics, and shows some results for a typical transient signal.

## RESUMEN

Los *wavelets* son funciones matemáticas que separan a una señal en diferentes componentes de frecuencia y donde cada componente se puede analizar con una determinada resolución definida por la escala que le corresponde. Con esto, es posible realizar estudios en tiempo y frecuencia simultáneamente. El manejo de las señales con *wavelets* presenta algunas ventajas respecto al método tradicional del análisis de Fourier, particularmente cuando el sistema físico que se desea estudiar se caracteriza por una señal con cambios bruscos, discontinuidades o transitorios. Este trabajo presenta una descripción general de lo que son los *wavelets*, analiza algunas de sus particularidades y muestra algunos resultados para una señal transitoria típica.

## NOMENCLATURA

$a_k$  Coeficiente de la serie de Fourier

$b_k$	Coficiente de la serie de Fourier
$c_k$	Coficiente de la expansión <i>wavelet</i>
$f(t)$	Función de $t$
$F(\omega)$	Transformada de Fourier de $f(t)$
$g(t)$	Función de $t$
$S$	Parámetro de escala de la transformada <i>wavelet</i>
$t$	Variable independiente (tiempo)
$\delta_{kl}$	Delta de Kronecker
$\phi_k$	Elemento $k$ de la base ortogonal de funciones
$\langle \phi_k, \phi_l \rangle$	Producto interno entre $\phi_k$ y $\phi_l$
$\psi(t)$	Función analizadora <i>wavelet</i>
$\psi^*(t)$	Complejo conjugado de $\psi(t)$
$\tau$	Parámetro de traslación de la transformada <i>wavelet</i>

## INTRODUCCION

La idea fundamental de los *wavelets* es analizar una señal de acuerdo con escalas en tiempo y frecuencia y que están formadas por funciones con propiedades tales que, sirven de base ortogonal para expresar una función cualquiera en términos de dicha base. Esta idea no es reciente, ya que a principios del siglo XIX Joseph Fourier descubrió que es posible representar a una función como una superposición de senos y cosenos. En el análisis con *wavelets*, la escala toma un papel fundamental y, en general, es posible procesar información con diferentes

resoluciones y escalas, pero siempre existiendo una relación entre ambas. Por ejemplo, si una señal determinada se analiza con una "ventana" muy ancha, se podrán estudiar aspectos generales y gruesos de dicha señal; sin embargo, si se estudia con una "ventana" pequeña, se podrán apreciar aspectos locales y muy particulares de la señal. El objeto del análisis con *wavelets* es poder estudiar ambos aspectos al mismo tiempo, los particulares y los generales.

El procedimiento de análisis con *wavelets* comienza con la definición de una función *analizadora*, la cual es una función que toma valores finitos en un dominio determinado y cero fuera de ese dominio, cumple con ciertos requisitos y sobretodo, sirve como función generadora de una base ortogonal en el espacio de funciones. Esta base se obtiene contrayendo o dilatando la función analizadora para obtener las componentes de alta o baja frecuencia respectivamente. En la práctica, no es necesario tener definida matemáticamente la función analizadora y se puede demostrar que para representar una señal en términos de su expansión *wavelet*, se requieren únicamente los coeficientes de la combinación lineal de las funciones *wavelet*. Esto último quiere decir que una vez definidos los coeficientes antes referidos, para una familia o varias familias de *wavelets*, es posible realizar el análisis de cualquier función o señal para esas familias sin necesidad de tener explícitamente definida la función analizadora. Todas las operaciones con la información obtenida se pueden realizar utilizando sólo estos coeficientes.

Recientemente se ha aplicado el análisis de *wavelets* en campos tan diversos como: la astronomía, la ingeniería nuclear, la codificación de señales, el procesamiento de imágenes y señales, la neuropsicología, la música, la obtención de imágenes por resonancia magnética, la óptica, los estudios de turbulencia, la predicción de sismos, el radar, la visión humana, y la solución de ecuaciones diferenciales parciales.

## TEORIA DE WAVELETS

En 1807, Joseph Fourier desarrolló la teoría para el análisis de frecuencia en la que demostró que una función periódica  $f(t)$  puede ser expresada como:

$$f(t) = a_0 + \sum_{k=1}^{\infty} (a_k \cos kt + b_k \sen kt) \quad (1)$$

A la expansión de (1) se le llama serie de Fourier y los coeficientes  $a_k$  y  $b_k$  se obtienen de:

$$a_k = \frac{1}{\pi} \int_0^{2\pi} f(t) \cos(kt) dx$$

$$b_k = \frac{1}{\pi} \int_0^{2\pi} f(t) \sen(kt) dx$$

Posteriormente, este análisis se extendió para definir la llamada transformada de Fourier:

$$F(\omega) = \int_{-\infty}^{\infty} f(t) \cdot e^{-i\omega t} dt \quad (2)$$

El primer trabajo que menciona los *wavelets* lo desarrolló A. Haar en 1909, en el que define una función analizadora (figura 1), que cumple con las condiciones de ortogonalidad y de valor cero fuera de un intervalo finito; sin embargo no es clase C1, es decir, continua diferenciable, lo que la limita en algunas aplicaciones. En los años 30, los físicos investigaron [3] la representación de funciones con base en funciones de escala variable.

Para comprender más ampliamente el concepto de la base de funciones de escala variable, primero consideremos un vector de dos dimensiones  $(x, y)$ . Sabemos, que en una determinada base este vector se puede expresar como una superposición lineal de tal manera que  $(x, y) = x \cdot (1, 0) + y \cdot (0, 1)$ , donde  $(1, 0)$  y  $(0, 1)$  son la base ortogonal del plano en dos dimensiones. De igual manera, si se considera una base para el espacio de funciones  $\{\phi_k\}$ , que cumple con las condiciones de ortogonalidad,  $\langle \phi_k, \phi_l \rangle = \delta_{kl}$ , donde el producto interno se define como:

$$\langle f, g \rangle = \int_a^b f(t) \cdot g^*(t) dt \quad (3)$$

entonces, cualquier función  $f(t)$  puede ser expresada como una combinación lineal de la base  $f(t) = \sum \mu_k \phi_k(t)$ , donde  $\mu_k = \langle f(t), \phi_k(t) \rangle$ , son los coeficientes para cada vector de la base. Cabe mencionar que esta base puede ser finita o infinita.

Una base de funciones de escala variable se genera seleccionando un intervalo finito de una función determinada y luego escalando el tamaño del dominio de esa misma función. Por ejemplo, si se tiene una señal en un dominio de 0 a 1; se puede dividir esa señal en una función compuesta donde se escala la primera en los intervalos de dominio de 0 a  $\frac{1}{2}$  y luego de  $\frac{1}{2}$  a 1. Posteriormente se repite lo mismo para los intervalos de 0 a  $\frac{1}{4}$ , de  $\frac{1}{4}$  a  $\frac{1}{2}$ , de  $\frac{1}{2}$  a  $\frac{3}{4}$ , y de  $\frac{3}{4}$  a 1. Este proceso se puede repetir varias veces y cada representación de la señal original tiene su particular resolución y escala. En este ejemplo, el número de veces que se repite la función original va de acuerdo con el nivel de escala, es decir, para el nivel cero se repite  $2^0$ , para el nivel 1 se repite  $2^1$ , para el nivel 2 se repite  $2^2$ , y así sucesivamente. Es por lo anterior, que cada nivel de escala tiene asociado, dependiendo de las características de la señal original,

un rango de frecuencias; y por lo tanto, una señal que se analice puede tener una representación diferente en diferentes niveles. Si se define una función analizadora  $\Psi(x)$ , entonces su base ortogonal escalada se puede definir de la siguiente manera:

$$\Psi_{(\tau,s)}(t) = 2^{-\frac{t}{s}} \psi(2^{-s}t - \tau) \quad (4)$$

De aquí, se define la transformada discreta *wavelet* como:

$$WT(t) = \sum_{k=-1}^{N-2} (-1)^k c_{k+1} \psi(2t + k) \quad (5)$$

y de manera general, la transformada continua *wavelet* se define como:

$$WT_x^\psi(\tau,s) = \Psi_x^\psi(\tau,s) = \frac{1}{\sqrt{|s|}} \int x(t) \psi^*\left(\frac{t-\tau}{s}\right) dt \quad (5)$$

Como se puede observar, esta transformada es función de dos variables,  $\tau$  y  $s$ , que son los parámetros de traslación y escala respectivamente.  $\Psi(t)$  es la función analizadora.

Dependiendo de como se definan las funciones analizadoras, pueden existir diferentes familias de *wavelets*. Algunas de las más comunes son las de Daubechies, Coiflet, Haar y Symmet (ver figura 1).

## ANÁLISIS COMPARATIVO CON LA TRANSFORMADA DE FOURIER

Para realizar este análisis, consideremos primero la función siguiente:

$$x(t) = \cos(2\pi \cdot 5t) + \cos(2\pi \cdot 10t) + \cos(2\pi \cdot 20t) + \cos(2\pi \cdot 50t) \quad (6)$$

En la figura 2 se representa esta función en un segundo de tiempo y en la figura 3 se muestra la transformada de Fourier de esta misma función.

Por otra parte, considérese la función:

$$y(t) = \begin{cases} \cos(2\pi \cdot 5t) & \text{para } 0 \leq t < 0.25 \\ \cos(2\pi \cdot 10(t - 0.25)) & \text{para } 0.25 \leq t < 0.50 \\ \cos(2\pi \cdot 20(t - 0.50)) & \text{para } 0.5 \leq t < 0.75 \\ \cos(2\pi \cdot 50(t - 0.75)) & \text{para } 0.75 \leq t < 1.00 \end{cases} \quad (7)$$

En la figura 4 se muestra una representación gráfica de esta función y la figura 5 corresponde a la transformada de Fourier de la misma.

Como se puede observar, las funciones de las figuras 2 y 4 son diferentes pero sus espectros en frecuencia (figuras 3 y 5) son muy semejantes. Así, el análisis de Fourier resulta limitado para algunas aplicaciones ya que no permite identificar los aspectos particulares de la segunda función debidas a sus discontinuidades. No sobra mencionar que la transformada de Fourier parte del hecho de que la señal transformada debe ser continua y periódica.

Si para las dos funciones analizadas, se realiza su transformada *wavelet*, considerando una función analizadora de Daubechies, se obtienen las representaciones de las figuras 6 y 7. Nótese que en este caso es fácil identificar la evolución en el tiempo de la segunda función, distinguiéndola claramente de la primera.

## APLICACION DE WAVELETS AL ESTUDIO DE UN TRANSITORIO

En la figura 8 se muestra una señal en el tiempo que corresponde a la respuesta dinámica de un transitorio típico que se obtuvo como resultado de excitar por impacto una viga simplemente apoyada. El espectro de frecuencia de esta misma señal se muestra en la figura 9 y nos permite identificar las frecuencias de los tres primeros modos de vibración a 12.8 Hz, 39.7 Hz y 97.2 Hz.

Al efectuar el análisis *wavelet* de Daubechies de una señal, el número de niveles depende del número de datos registrados. Así, si la señal tiene 4096 datos, se obtienen 12 niveles; para 2046 resultan 11 niveles y, en general, para  $2^n$  datos, se tienen  $n$  niveles. En este tipo de transformadas, el número de datos  $n$  debe ser igual a  $2^n$  por la forma en que se escalan las funciones analizadoras, que también corresponde a factores de una exponencial de 2. La señal original resulta de sumar los  $n$  niveles en una misma escala temporal y cuando un subconjunto de niveles es cero, no son necesarios para la reconstrucción; de igual forma, cuando algún nivel representa una señal de ruido, puede ser omitida para filtrar la señal y obtener la respuesta de lo que únicamente interesa.

En el caso de la señal de la figura 9, se obtienen 12 niveles de escala diferente. Se observa que los niveles 6, 7, 8 y 9 son prácticamente los únicos que contienen la información del comportamiento dinámico medido (ver figura 10), mientras que los otros niveles se pueden considerar como cero y, por lo tanto, no contribuyen significativamente. Aplicando el análisis de Fourier a la componente en el tiempo de cada nivel, se encuentra que el nivel 9 está asociado al comportamiento dinámico del tercer modo de vibración de la viga, el nivel 8 se asocia con el del segundo modo y el nivel 6 con el del primer modo. El nivel 7 no tiene una asociación particular con los modos naturales de la viga pero contiene frecuencias de vibración de aproximadamente

90 Hz y 120 Hz, que posiblemente estén asociados con modos de vibrar de los apoyos o componentes particulares del sistema. Si bien, no es objeto de este trabajo presentar una explicación detallada del comportamiento de la viga, es claro que con este tipo de análisis se puede lograr un estudio más amplio del comportamiento dinámico del sistema analizando cada una de las componentes *wavelet*.

A manera de ejemplo y para apreciar la contribución particular de cada nivel, en la figura 11(a) se muestra la señal reconstruida a partir de los niveles 9 y 8, en la figura 11(b) se consideran los niveles 9, 8 y 7 y en la figura 11(c) se incluye adicionalmente el nivel 6. Nótese cómo a medida que se toman más niveles, la señal reproducida semeja más a la original, al grado que ésta última la reproduce casi totalmente.

## CONCLUSIONES

La teoría de *wavelets* tiene un campo muy amplio de aplicación en el estudio de sistemas dinámicos, especialmente para aquellos casos en los que la señal representativa no es periódica o contiene información de carácter local o transitorio. Si bien no se puede afirmar que esta teoría sustituye al análisis de Fourier, se puede decir que complementa en muchos casos este tipo de estudios y, en algunos otros casos, proporciona información que no es posible obtener del primero. El campo de aplicación de mayor ventaja para los *wavelets* es cuando se requiere un estudio del comportamiento de señales en el tiempo y en frecuencia

simultáneamente. La selección de la familia de *wavelets* es importante y en buena medida, de ello depende la resolución y las características de la información obtenida.

## BIBLIOGRAFIA

Chui, C. K., 1992, "An Introduction to Wavelets", Academic Press, San Diego, CA.

Daubechies, Y., 1988, "Orthonormal Bases of Compactly Supported Wavelets", *Comm. Pure Appl. Math.*, Vol. 41.

Graps, A., 1995, "An Introduction to Wavelets", *IEEE Computational Science and Engineering*, Vol. 2, No. 2.

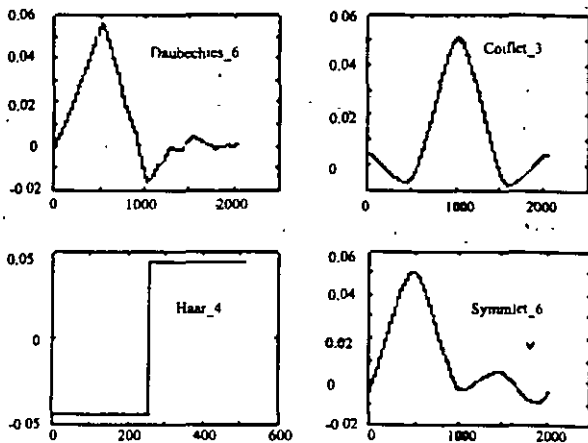
Jawerth, B. Y Sweldens, W., 1994, "An Overview of Wavelet Based Multiresolution Analysis", *SIAM Rev.*, Vol. 36, No. 3.

Newland, D. E., 1994, "Wavelet Analysis of Vibration. Part I: Theory", *Journal of Vibration and Acoustics*, Vol. 116, No. 4.

Newland, D. E., 1994, "Wavelet Analysis of Vibration. Part 2: Wavelet Maps", *Journal of Vibration and Acoustics*, Vol. 116, No. 4.

Poliak, R., 1996, "The Wavelet Tutorial", Disponible en: <http://www.public.iastate.edu/~rpoliak/WAVELETS> [04/04/97].

Vidkovic, B. y Muller, P., 1994, "Wavelets for Kids", Disponible en: [http://ftp.isds.duke.edu/pub/brani/papers/wav4kids\[A-B\].ps.Z](http://ftp.isds.duke.edu/pub/brani/papers/wav4kids[A-B].ps.Z)



Diferentes tipos de funciones analizadoras

FIGURA No. 1

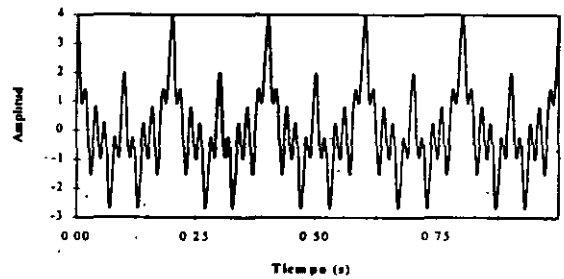


FIGURA No. 2

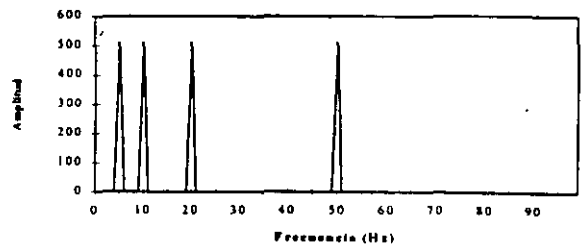


FIGURA No. 3



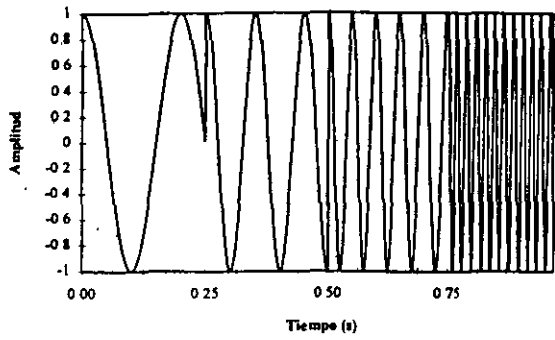


FIGURA No. 4

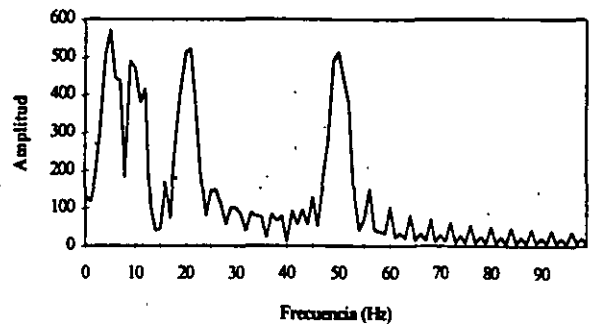
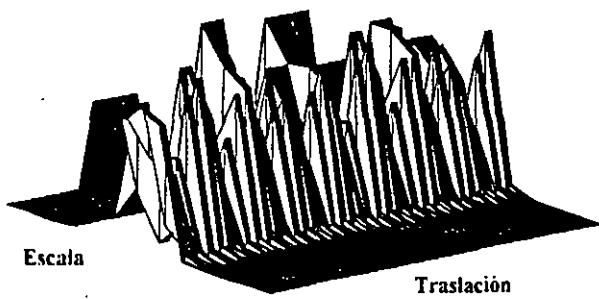
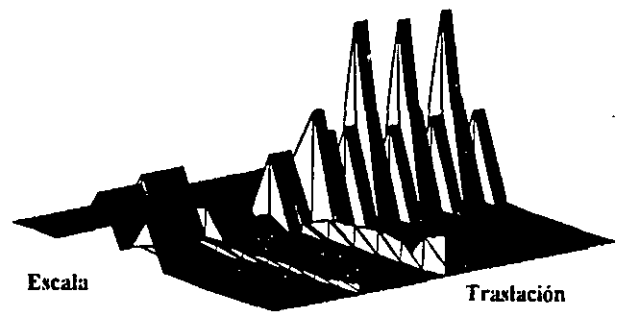


FIGURA No. 5



Transformada wavelet de  $x(t)$

FIGURA No. 6



Transformada wavelet de  $y(t)$

FIGURA No. 7

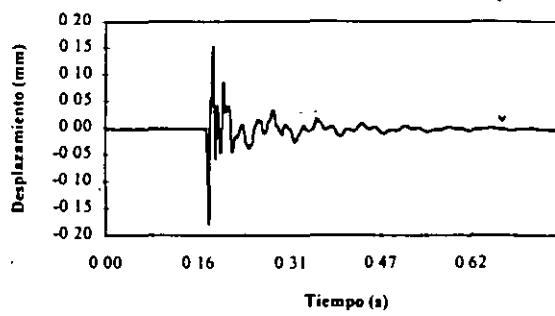


FIGURA No. 8

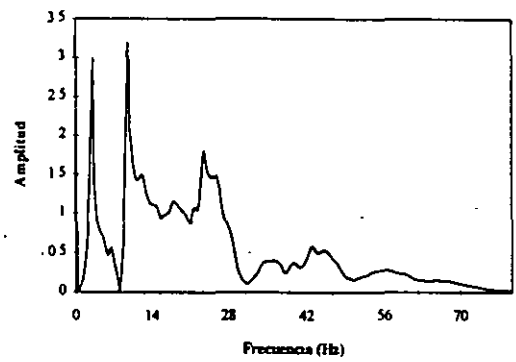
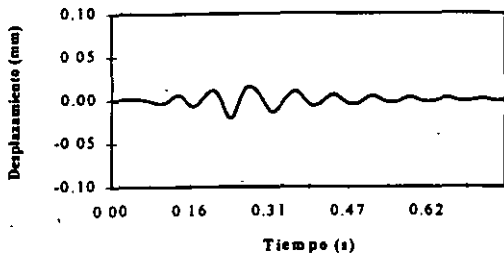
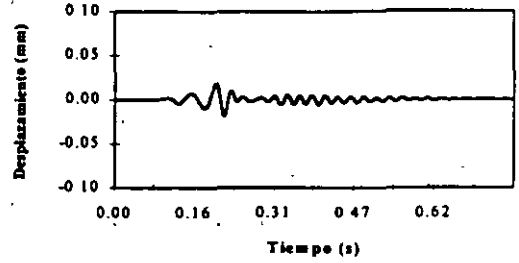


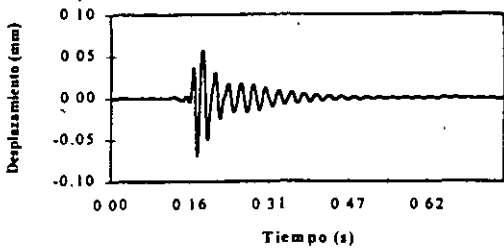
FIGURA No. 9



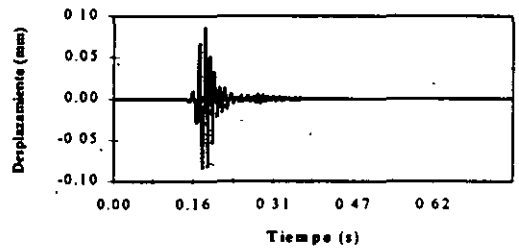
(a) Nivel 6 de la transformada *wavelet*



(b) Nivel 7 de la transformada *wavelet*

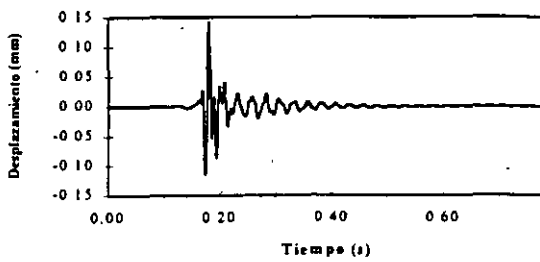


(c) Nivel 8 de la transformada *wavelet*

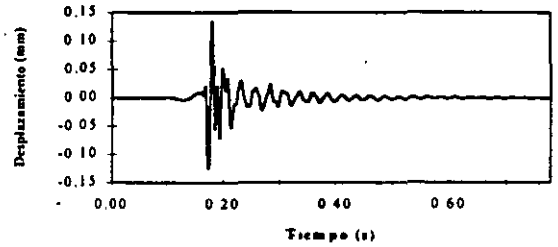


(d) Nivel 9 de la transformada *wavelet*

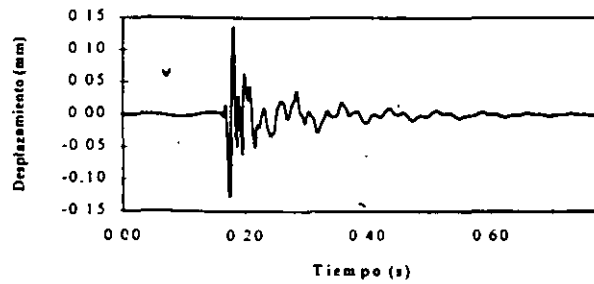
FIGURA No. 10



(a) Señal reconstruida a partir de los niveles 9 y 8



(b) Señal reconstruida a partir de los niveles 9, 8 y 7



(c) Señal reconstruida a partir de los niveles 9, 8, 7 y 6

FIGURA No. 11

7



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.  
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

**CURSOS INSTITUCIONALES**

**INSPECCIÓN MANTENIMIENTO Y REHABILITACIÓN DE  
PUENTES (Impartido por el IMT y esta División)**  
Del 27 de octubre al 7 de noviembre de 1997.

*Análisis dinámico de un puentes con modos acoplados utilizando Wavelets*

Ing. Francisco Carrión Viramontes  
Ing. David Vázquez Vega  
1997.

# ANALISIS DINAMICO DE UN PUENTE CON MODOS ACOPLADOS UTILIZANDO *WAVELETS*

**Francisco J. Carrión Viramontes, David Vázquez Vega<sup>1</sup>**

Universidad Autónoma de Querétaro  
Facultad de Ingeniería, División de Posgrado  
Querétaro, Qro.  
carrión@citlali.imt.mx

<sup>1</sup>Instituto Mexicano del Transporte  
Sanfandila, Qro.  
vazqvega@citlali.imt.mx

## ABSTRACT

This work presents a preliminar analysis of the dynamic behavior of a bridge with the first longitudinal and torsional modes coupled. Fourier analysis is used to identify the vibration frequencies and modes, and the Daubechies' *wavelet* transform is used to analyze the time evolution of such modes. It was found that the 5th level *wavelet* is more sensitive to the torsional mode and the 6th level to longitudinal mode, although these are very close to each other. This former analysis leads, in a general manner, to a study of the dynamic modes of the bridge separately.

## RESUMEN

En este trabajo se presenta un análisis preliminar del comportamiento dinámico de un puente que tiene los primeros modos longitudinal y torsional acoplados. Se aplica el análisis de Fourier para identificar las frecuencias y modos de vibración y se utiliza la transformada *wavelet* de Daubechies para analizar la evolución de esos dos modos en el tiempo. Se encontró, para este caso, que el *wavelet* de nivel 5 responde más a la vibración del modo torsional, mientras que el nivel 6 al modo longitudinal, a pesar de que sus frecuencias están muy cercanas. Este último análisis permite, de manera general, estudiar de forma separada el comportamiento dinámico de estos dos modos de vibración del puente.

## NOMENCLATURA

- a* Parámetro de la transformada *wavelet* relacionado con el periodo
- b* Parámetro de la transformada *wavelet*

$f(t)$	relacionado con el tiempo
$i$	Función muestra
$t$	$\sqrt{-1}$
$(Wf)(a,b)$	Tiempo
$\Psi(t)$	Transformación <i>wavelet</i> de la función $f(t)$
$\overline{\Psi(t)}$	Función <i>wavelet</i> analizadora
$\hat{\Psi}(\omega)$	Conjugado de $\Psi(t)$
$\omega$	Transformada de Fourier de $\Psi(t)$
$ \omega $	Frecuencia angular
	Valor absoluto o magnitud de $\omega$

## INTRODUCCION

Tradicionalmente, el estudio del comportamiento dinámico de puentes se ha realizado aplicando el análisis de Fourier, identificando los diferentes modos de vibración y sus correspondientes frecuencias y factores de amortiguamiento. Debido a que el análisis de Fourier parte de la hipótesis de que la señal en el tiempo es periódica (Hsu, 1970), no resulta una teoría adecuada para el estudio de transitorios o perturbaciones que tienen una duración relativamente corta respecto al tiempo total de medición. Sin embargo, cuando se presentan condiciones en las que dos modos diferentes de vibración tienen iguales frecuencias o casi iguales, es decir, están acoplados, el análisis de Fourier resulta poco atractivo ya que no permite separar los diferentes modos que se están presentando.

A partir de la última década, se ha desarrollado la teoría de *wavelets* que permite analizar, de manera muy eficiente, la evolución de diferentes modos y frecuencias a lo largo del

tiempo. Con esto, los cambios en modos de vibración, aún cuando estén acoplados, se pueden estudiar de una manera más versátil comparada con el análisis de Fourier. La aplicación más amplia de los *wavelets* se ha dado en el filtrado de señales y para reducir el tamaño de memoria requerida en el almacenaje de imágenes digitalizadas (Graps, 1995 y Bradley et al, 1993). Recientemente, se han utilizado para el estudio de vibraciones, en particular para analizar la velocidad de propagación de ondas de impacto en vigas (Inque, et al, 1996).

En este trabajo, se analiza el caso de un puente tipo "tridilosa" que tiene la característica de que los primeros modos de vibración longitudinal y torsional están acoplados. Para esto, se utiliza el análisis de Fourier tradicional para identificar los modos y frecuencias que intervienen y, posteriormente, se aplica la transformada *wavelet* de Daubechies para analizar el comportamiento de la estructura ante el paso de un vehículo pesado.

## LA TRANSFORMADA WAVELET

La transformada *wavelet* de una función  $f(t)$ , se define [5] por:

$$(Wf)(a,b) = \frac{1}{\sqrt{a}} \int_{-\infty}^{\infty} f(t) \overline{\Psi\left(\frac{t-b}{a}\right)} dt \quad (1)$$

donde el parámetro  $a > 0$  se relaciona con el periodo (y por tanto con la frecuencia) y el parámetro  $b$  con la evolución en el tiempo de la señal transformada. A la función  $\Psi(t)$ , se le llama comúnmente función *wavelet* analizadora y cumple con:

$$\int_{-\infty}^{\infty} \frac{|\hat{\Psi}(\omega)|^2}{|\omega|} d\omega < \infty \quad (2)$$

donde  $\hat{\Psi}(\omega)$  es la transformada de Fourier de  $\Psi(t)$ .

En general, se puede decir que la función analizadora genera un espacio de funciones ortonormales (finito o infinito) y que de la transformada, se obtienen las componentes vectoriales de una función cualquiera en términos de la correspondiente base del *wavelet* seleccionado. Como las funciones analizadoras cubren un determinado intervalo de frecuencia, normalmente se habla de diferentes niveles que equivalen, para el caso de Fourier, a la frecuencia. Así, los niveles inferiores de una transformada *wavelet* corresponden a bajas frecuencias, mientras que los superiores a mayores frecuencias.

Pueden existir muchos tipos de funciones analizadoras pero no es sencillo definir las ya que deben cumplir las condiciones de ortonormalidad. Hasta ahora, se puede hablar de varias familias de *wavelets* como son las de Gabor, Daubechies, Haar, Coiflet y

Symmetlet (Graps, 1995 y Poliak, 1996). Un caso particular es cuando  $\Psi(t) = e^{i\omega t}$ , que es precisamente la transformada de Fourier.

## DESCRIPCION DEL PUENTE TIPO TRIDILOSA.

Para este estudio se seleccionó un puente carretero que tiene una longitud total de 180 m de largo y 20 m de ancho con 4 carriles diseñado para una autopista de altas especificaciones. La superestructura es del tipo "tridilosa" y se forma de tres secciones independientes de 60 m cada una, apoyadas en los extremos sobre los estribos del puente y en las partes intermedias sobre dos pilas de concreto armado (ver figura 1). Las secciones se unen entre sí y con la carretera, por medio de juntas de expansión. Los extremos de cada una de las secciones tienen 20 puntos de apoyo están soportados mediante placas de neopreno sobre los estribos o las pilas. La parte estructural metálica es de 4 m de alto y se compone de perfiles tubulares rectangulares (PTR) armados de tal manera que forman dos pirámides encontradas por el vértice y con base cuadrada de 1 m. Las dimensiones del PTR son variables, siendo los de mayor tamaño los localizados en los extremos de cada sección y los más pequeños los localizados en el centro de los tres claros. Se puede establecer que las tres secciones son iguales, encontrándose mínimas diferencias debidas a variaciones que resultaron del proceso de fabricación. En la parte inferior, las estructuras están soportadas por 20 cuerdas longitudinales que se componen de varillas de acero estructural soldadas a las bases de las pirámides. Estas cuerdas están formadas por dos varillas en los extremos e, incrementándose gradualmente, llegando a tener ocho varillas en el centro. Todas las uniones de la superestructura metálica son soldadas.

## DESCRIPCION DE LA INSTRUMENTACION Y DE LA PRUEBA

Las pruebas experimentales se realizaron en la sección central del puente utilizando dos acelerómetros de baja frecuencia, colocados en ambos extremos del centro del claro (puntos A y B de la figura 1). Los acelerómetros se conectaron a su fuente de poder y a sus respectivos amplificadores. Estos últimos, se conectaron a una tarjeta digitalizadora controlada por una computadora personal, en la cual se registraron y almacenaron las mediciones simultáneas de aceleración.

Para las pruebas se utilizó un vehículo pesado tipo T3-S2 equipado con suspensión de muelles y con un peso bruto vehicular de 45 toneladas. Antes de dar inicio a la prueba, se suspendió el tráfico sobre el puente y posteriormente se hizo circular solamente el vehículo sobre el puente a una velocidad de 60 km/h por el carril de baja velocidad del extremo B. El registro de datos se inició en el instante que el vehículo llegaba a la primera sección del puente, obteniéndose datos durante 20 segundos. El vehículo tardó 4 s para cruzar cada sección y 12 s para todo el puente.

## ANÁLISIS DE LOS REGISTROS DE ACCELERACION

En las figuras 2 y 3 se presentan las mediciones de aceleración obtenidas en los puntos A y B. Se observa que el nivel de aceleración para el punto B es más alto con respecto al punto A, lo cual es de esperarse ya que corresponde al lado sobre el cual circuló el vehículo de prueba. Así también, la vibración por excitación es significativa durante los primeros 8 s, mientras que para los 12 s siguientes, predomina la vibración natural del puente.

El registro del punto A muestra que las vibraciones durante los primeros 12 s son fundamentalmente de mayor frecuencia que corresponden a la excitación por el paso del camión. En este mismo caso, los últimos 8 s corresponden a la vibración natural del puente.

### Análisis de Fourier

Las transformadas de Fourier de las mediciones en A y B se presentan en las figuras 4 y 5. En ambos casos, se observan dos picos, uno a 1.6 y el otro a 1.7 Hz, que corresponden a los primeros modos torsional y longitudinal respectivamente. Para identificar a qué modo corresponde cada uno de los picos, se calculó la correlación cruzada de las mediciones y se obtuvo la función del ángulo de fase. Encontrándose que para la frecuencia de 1.6 Hz el ángulo de fase era de casi 180°, mientras que para la frecuencia de 1.7 era cercano a 0°. Este mismo resultado se corroboró analizando los espectros en frecuencia de la suma y la resta de las dos señales, acentuándose el pico del modo longitudinal en el primer caso y del modo torsional en el segundo.

### Análisis Wavelet

En las figuras 6 y 7 se presentan las transformadas *Wavelet* de las dos señales mostradas en las figuras 2 y 3. Se utilizó la función de Daubechies con 9 niveles. Se encontró que la función del nivel 5 es más sensible a las vibraciones torsionales de 1.6 Hz, mientras que el nivel 6 reflejó el comportamiento longitudinal de 1.7 Hz. Los niveles 8 y 9 muestran el comportamiento dinámico asociado al paso del vehículo.

De la figura 2, que corresponde al punto A, se observa cómo cuando el vehículo llega a la segunda sección se empieza a excitar el primer modo torsional que, a su vez, excita al modo longitudinal. Cuando el vehículo sale de la sección central la vibración es fundamentalmente torsional, volviendo después a ser longitudinal y termina, en forma creciente, en el modo torsional al final de los 20 s registrados.

La transformada del punto B indica que cuando el vehículo entra al puente y pasa sobre la primera sección, se excita el primer modo longitudinal, pero al llegar a la segunda sección comienza a excitar el modo torsional, siendo éste el predominante aún después del paso de camión. Al final, se

observa como se alterna el modo torsional con el longitudinal debido al efecto de acoplamiento que presentan.

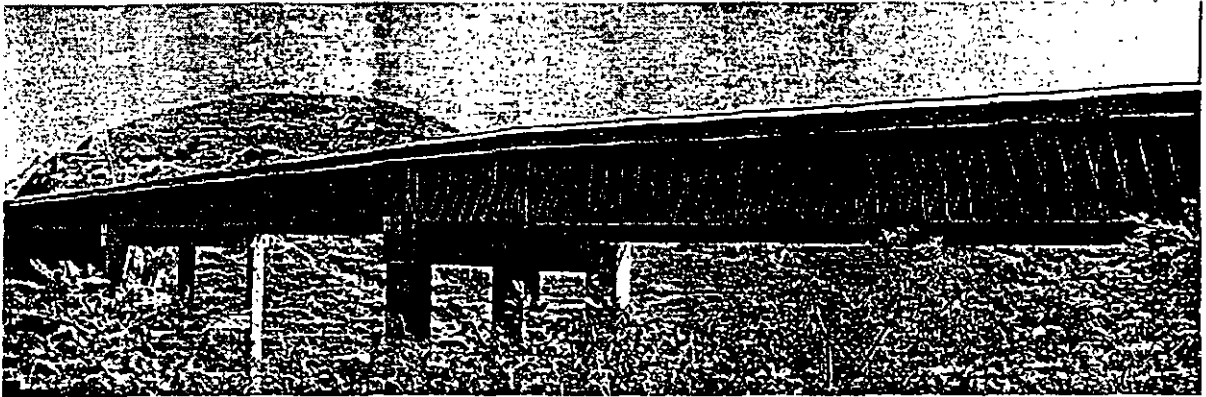
## CONCLUSIONES

De los resultados obtenidos de este trabajo se deduce que la teoría de *wavelets* tiene un amplio campo de aplicación en el análisis dinámico de estructuras. En particular, se encontró que ésta simplifica el análisis y filtrado de señales, respecto a otros métodos tradicionales, y permite estudiar una señal en tiempo y frecuencia simultáneamente. Como las características de la función analizadora tienen una influencia directa sobre los resultados obtenidos, resulta ser un aspecto fundamental de la aplicación de esta teoría la selección de la misma. Aún cuando en este trabajo se utilizó una sola familia de *wavelets* con buenos resultados, es recomendable ampliar este tipo de estudios a otros tipos de familias.

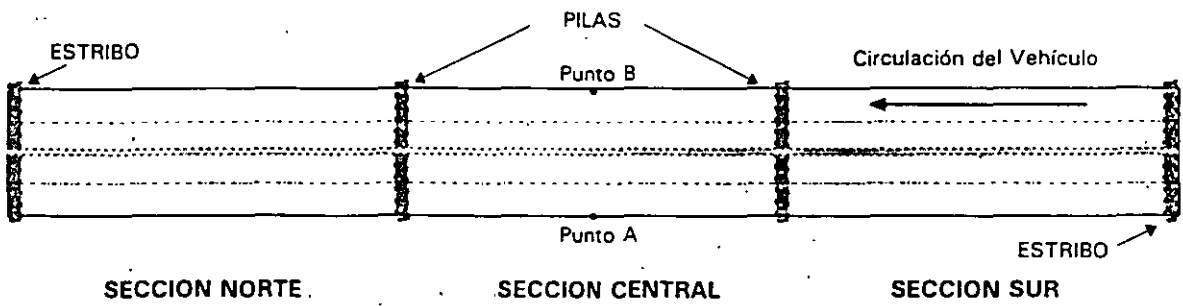
Para el caso analizado en este trabajo, se encontró que la transformada *wavelets* de Daubechies es apropiada para analizar señales que contienen información de modos muy cercanos o acoplados y que, a pesar de que la resolución no es muy fina, es suficiente para distinguir frecuencias con diferencia de 0.1 Hz.

## REFERENCIAS

- Bradley, J., Brislawn, C. y Hopper, T., 1993, "The FBI Wavelet/Scalar Quantization Standard for Gray-scale Fingerprint Image Compression", Tech. Report LA-UR-93-1659, Los Alamos Nat'l Lab., Los Alamos, N.M.
- Graps, A., 1995, "An Introduction to Wavelets", IEEE Computational Science and Engineering, Vol. 2, No. 2.
- Hsu, H. P., 1970, "Análisis de Fourier", Fondo Educativo Internacional, S.A.
- Inque, H., Kishimoto, K. y Shibuya, T., 1996, "Experimental Wavelet Analysis of Flexural Waves in Beams", Experimental Mechanics, Vol. 36, No. 3.
- Poliak, R., 1996, "The Wavelet Tutorial", Disponible en: <http://www.public.iastate.edu/~rpoliak/WAVELETS> [04/04/97].



(a) Vista panorámica del puente estudiado.



(b) Croquis de la planta superior del puente.

FIGURA No. 1

Nivel de vibraciones en el puente  
Medición en el punto A

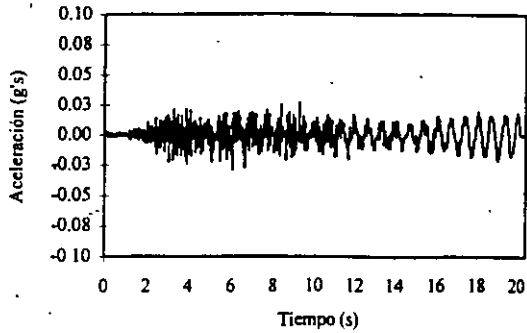


FIGURA No. 2

Nivel de vibraciones en el puente  
Medición en el punto B

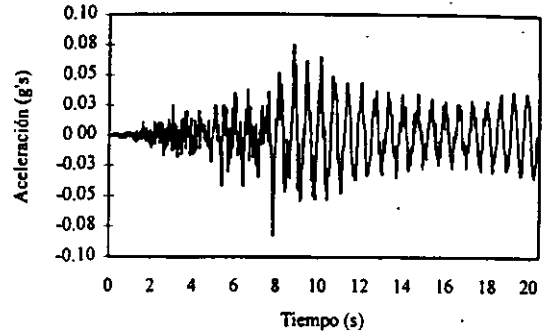


FIGURA No. 3

Espectro de frecuencia del punto A

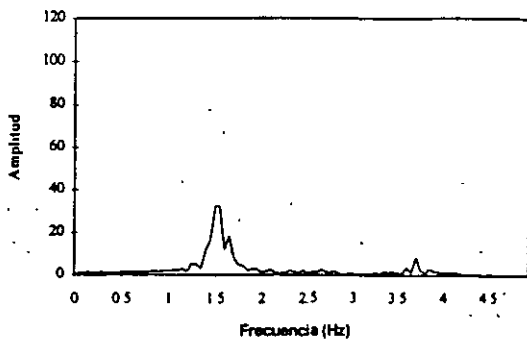


FIGURA No. 4

Espectro de frecuencia del punto B

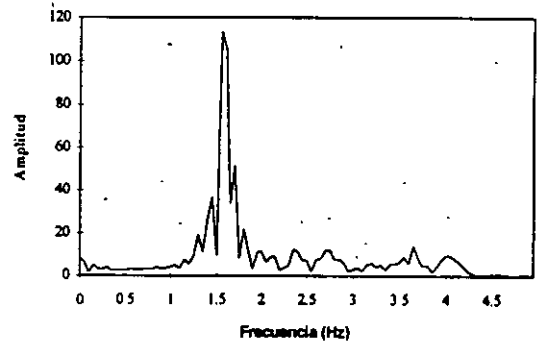
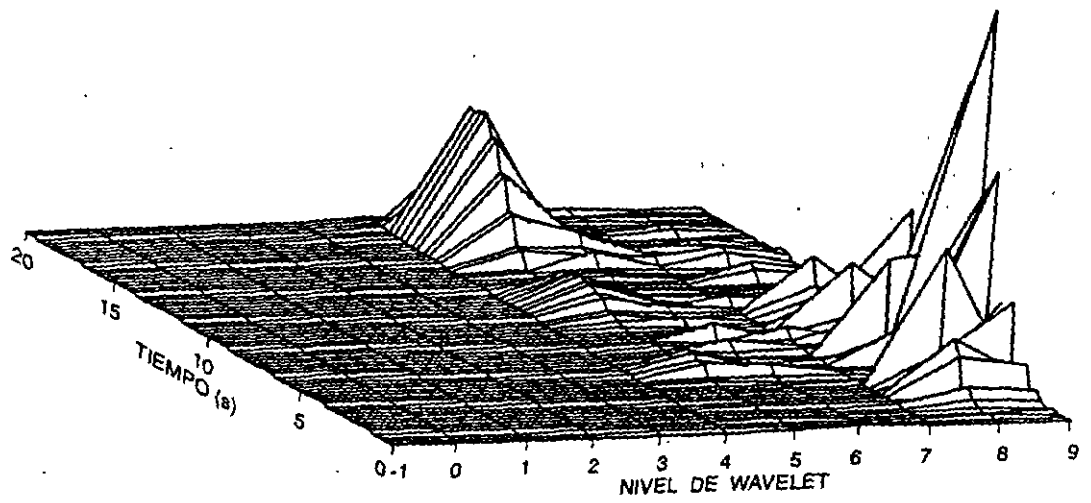


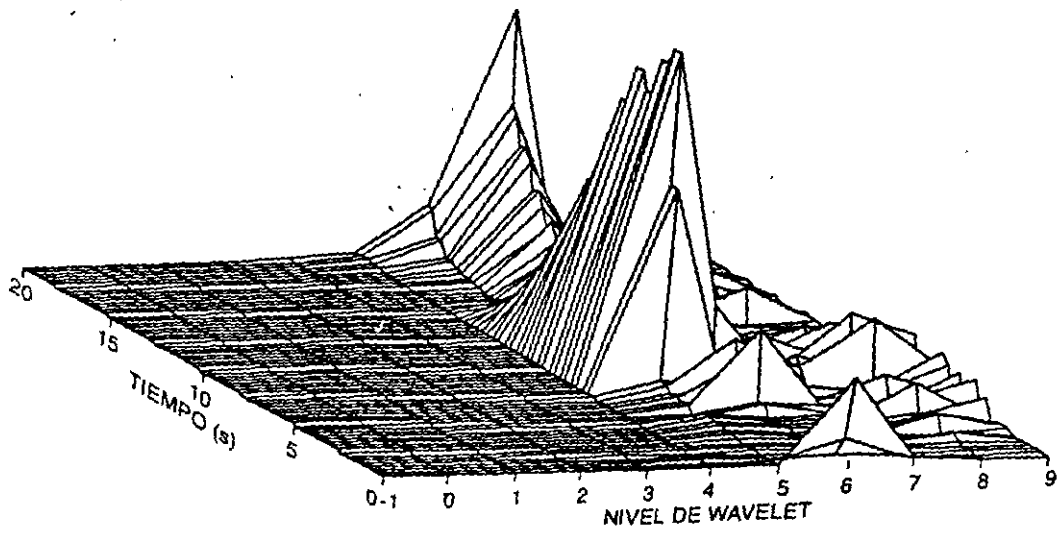
FIGURA No. 5





Transformada Wavelete en el punto A

FIGURA No. 6



Transformada Wavelete en el punto B

FIGURA No. 7



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.  
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

**CURSOS INSTITUCIONALES**

**INSPECCIÓN MANTENIMIENTO Y REHABILITACIÓN DE  
PUENTES (Impartido por el IMT y esta División)**  
Del 27 de octubre al 7 de noviembre.

*Micropilotes*

Palacio de Minería  
1997.

**freysinet**

**MICROPILOTES**

**Freyssinet****MEXICO**

## FREYSSINET Y LOS MICROPILOTES

Desde varias décadas Freyssinet viene utilizando los micropilotes para reparar, estabilizar y nivelar edificios, monumentos históricos, puentes, etc., que han sufrido hundimientos diferenciales por diversas causas: cambio de las propiedades mecánicas del terreno, del nivel estático y dinámico de las aguas freáticas, etc., produciendo inestabilidad, grietas, etc. a las estructuras.

### DEFINICION DE UN MICROPILOTE

Se llama micropilote a los pilotes de pequeño diámetro. O sea una armadura metálica constituida por tubos, barras, conjunto de barras introducida en un barreno de pequeño diámetro y sellada al terreno por inyecciones de lechada o mortero bajo presión más o menos elevada. La inyección se realiza a partir de dispositivos particulares constituidos, para los más sencillos, por una manguera alcanzando la parte más baja del barreno y para los más elaborados por un tubo con válvulas comunmente llamado tubo de manguitos. Los diámetros de barreno más usados para los micropilotes son de 80 a 250 mm (el micropilote está capacitado para los esfuerzos de compresión).

Para un terreno dado la capacidad de un micropilote depende de varios factores:

- El modo de sellado o la técnica de inyección de la lechada.
- El número de fases de inyección ( $N_i$ ), y las cantidades finales de lechada inyectadas ( $V_i$ ).
- Las presiones efectivas de inyección ( $p_i$ ).
- Los caudales de inyección ( $Q_i$ ).
- En fin, la naturaleza de la lechada cuyas características reológicas y mecánicas deben quedar conformes con las especificaciones europeas TA 77.

Por que son determinantes para la buena calidad del sellado, cada uno de estos parámetros merece unos comentarios. La concepción misma del micropilote determina el modo de sellado. Propondremos hacer la distinción entre los sistemas que se prestan a la inyección repetitiva y selectiva, o tipo IRS, de aquellos para los cuales la inyección se realiza globalmente y lo más a menudo y de una sola vez, o tipo IGU (inyección global unitaria).

Los ensayos comparativos muestran que en regla general es el modo de sellado IRS que confiere al micropilote su máxima capacidad.

**Freysinet****MEXICO**

La cantidad total de lechada inyectada ( $V_i$ ) a lo largo de la longitud sellada ( $L_s$ ) determina sin contestación la capacidad de anclaje del sellado.

En lo que concierne la presión de inyección ( $p_i$ ) igual o ligeramente superior a la presión límite del terreno ( $p_l$ ), ésta confiere a los micropilotes IRS sobre todo en terrenos blandos sellados con mayor calidad.

Para simplificar los criterios de elección de la presión de inyección ( $p_i$ ) se puede proponer para los diferentes sistemas:

- $p_i \geq p_l$  para los micropilotes IRS.
- $0.5 p_l < p_i < p_l$  para los micropilotes IGU.

El caudal de inyección ( $Q_i$ ) constituye un factor importante. sabemos que un caudal bajo disminuye los riesgos de pérdida de lechada para la formación del bulbo.

## CALCULO DE LOS MICROPILOTES SOMETIDOS A TRACCION

Después de haber calculado para un micropilote la dirección y el valor de la tracción de servicio  $T_L$ , inducidos por la estructura, el proyectista debe dimensionar las diferentes partes del micropilote :

- La sección de acero de las armaduras  $S_a$ ,
- La longitud de sellado  $L_s$ .

Estas diferentes partes están indicadas en la figura No. 1

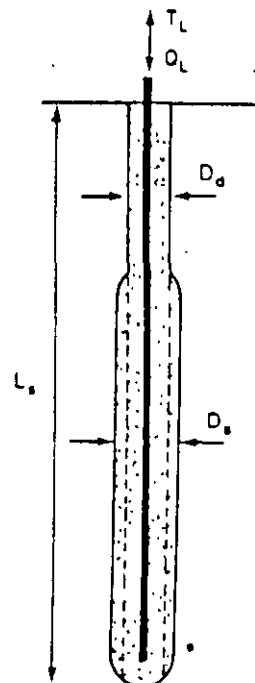


Fig. No. 1 Representación esquemática de un micropilote.



El tipo y la característica del acero empleado para constituir la armadura siendo elegido, se calcula la sección necesaria Sa. Basta para ello minorar el coeficiente de trabajo correspondiente al límite elástico convencional Tc.

En el caso de un micropilote conforme a la directiva del informe DTU 13.2 tendremos :

$T_A \leq 2/3 T_c$  para los micropilotes temporales.

$T_A \leq 0.5 T_c$  para los micropilotes definitivos.

### CALCULO DE LA LONGITUD DE SELLADO Ls

Para que el sellado juege su papel, es primordial que los aceros no puedan deslizarse en el interior de la lechada. Se ha convenido no efectuar a este nivel ninguna verificación puesto que las lechadas habitualmente utilizadas permiten adherencias "acero-cemento" de 1 a 2 Mpa, que se aumentan más "mecánicamente" por el corrugado de las barras. La curvatura eventual de los barrenos viene a mejorar la adherencia de los aceros o lechadas también.

Teniendo en cuenta esas consideraciones, se propondrá el cálculo Ls a partir de la fórmula general :

$T_L = \pi D_s L_s Q_s$

en la cual

T<sub>L</sub> = Tracción límite del micropilote aislado.

D<sub>s</sub> = Diámetro promedio del bulbo.

Q<sub>s</sub> = Fricción lateral unitaria límite que se ejerce a lo largo de la superficie lateral del bulbo.

El valor D<sub>s</sub> depende primeramente del diámetro del barreno D<sub>d</sub>, pero también de la naturaleza, la compacidad de los terrenos y del modo de sellado, IRS o IGU, que se utiliza. Este valor se toma igual a D<sub>s</sub> = α D<sub>d</sub>, introduciendo un coeficiente aumentativo α cuyos valores se dan en la tabla I. Los valores de fricción lateral límite unitaria Q<sub>s</sub> dependen igualmente de la naturaleza del terreno, de su consistencia o compacidad y evidentemente del modo de sellado elegido (IRS o IGU). Estos valores se dan en las gráficas A, B, C y D a las cuales hay que asociar la tabla II.

Cuando el bulbo de un micropilote  $L_s$  se encuentra ubicado en varios estratos se tendrá en cuenta a nivel de los cálculos los valores  $q_s$  en cada uno de los estratos involucrados, esto viene a escribir la fórmula :

$$T_L = \sum_i \pi D_{si} \cdot q_{si} \cdot l_{si}$$

con

$l_{si}$  = Longitud del bulbo en el estrato  $i$  como se indica en la figura No. 2

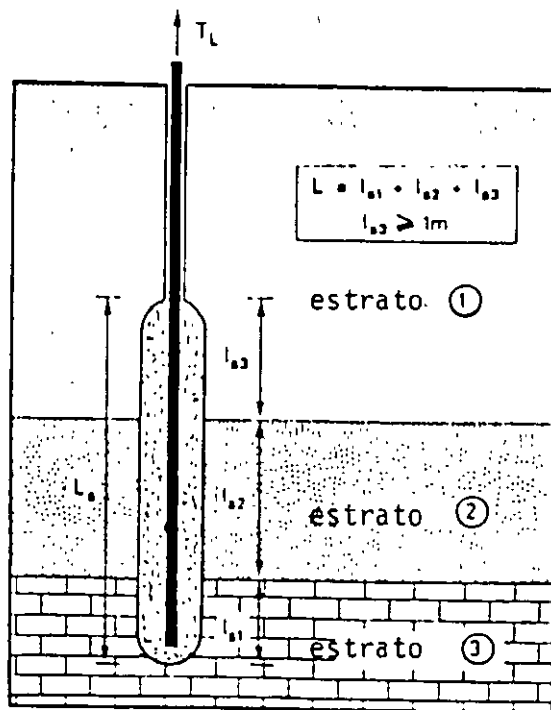


Fig. No. 2 Representación esquemática de un micropilote sellado en múltiples estratos y condición de longitud mínima en el último estrato.

**Freyssinet****MEXICO****CALCULO DE LOS MICROPILOTES SOMETIDOS A COMPRESION**

La fórmula para el cálculo de pilotes :

$$Q_L = Q_L^p + Q_L^s$$

Donde

$Q_L$  = Carga límite en cabeza de pilote.

$Q_L^p$  = Resistencia límite en punta del pilote.

$Q_L^s$  = Fricción límite a lo largo del sellado.

Conviene perfectamente para el cálculo de los micropilotes.

Considerando que para un sellado inyectado el valor de la fricción lateral movilizable bajo tensado es igual al valor movilizable en el momento de la carga total se obtiene:

$$Q_L^s = T_L$$

De esta manera el término  $Q_L^s$  puede ser calculado directamente a partir de las gráficas qs 1, 2, 3 y 4 y de las instrucciones de las tablas 1 y 2 asociadas.

La resistencia en punta  $Q_L^p$  no excediendo en general 15 a 20 % del término de la fricción lateral ésta puede ser calculada globalmente por aplicación de la fórmula simplificada :

$$Q_L^p = 0.15 Q_L^s$$

Cuando se quiera, por razones particulares, precisar el cálculo de este mismo término, se podrá recurrir a la fórmula recomendada para los pilotes :

$$Q_L^p = s_p \cdot k_p \cdot p_l$$



**Freyssinet****MEXICO**  
con

$s_p$  = sección de la punta del bulbo de diámetro  $D_s$ , calculada como para los tirantes, si la ejecución garantiza efectivamente a este nivel un aumento del diámetro del barreno  $D_a$ .

$k_p$  = factor de capacidad portante de la punta, tomado igual a :

- 1.2 para las arenas y gravas.
- 1.6 para las arcillas.
- 1.8 para las arcillas y las marnas.
- 1.5 para las rocas alteradas y fragmentadas.

$p_l$  = presión límite del terreno bajo la punta medida con el presiometro.

En fin, cuando ciertas condiciones estan reunidas en cuanto a la configuración de los estratos, (presencia de terrenos intercalados particularmente mediocres : arenas finas, sueltas, lodosas, arcillas muy blandas, etc.), a la geometria del micropilote (partes esbeltas muy importantes), no olvidaremos para las cargas elevadas de verificar la resistencia de la armadura al flambeo.

## COEFICIENTE DE SEGURIDAD

Tipo de cimentación inyectada	Duración	Valor del coeficiente $F_s$ de seguridad según la sollicitación	
		tracción	compresión
Tirante	Temporal	1.8	—
	Definitivo	2.0	—
Micropilote	Temporal	2.0	1.8
	Definitivo	2.2	2.0

Tabla No. Valores de los coeficientes de seguridad aplicables al cálculo de los tirantes y de los micropilotes inyectados.

**FREYSSINET** está a la vanguardia de la tecnología en tratamientos en el suelo y en roca ofreciendo los siguientes servicios:

- 1 - Perforación.
- 2 - Anclaje (alambre, torón y barras).
- 3 - Suministro de anclajes.
- 4 - Aplicación de concreto lanzado.
- 5 - Diseño y cálculo de estabilidad de taludes.
- 6 - Micropilotes.
- 7 - Diseño y cálculo de recimentaciones.
- 8 - Asesoría y supervisión.
- 9 - Etc.



# **Freyssinet**



**MEXICO**

Gauss 9-102  
Col. Anzures  
Tel:(91-5) 250-7000, Fax:(91-5)255-0165  
México, D.F. C.P. 11590.

Av. 18 de Marzo 1804  
Col. Las Águilas  
Tel:(91-3)632-2608, Fax:(91-3)632-9992  
Guadalajara, Jalisco. C.P. 45080.

Rosendo Taracóna 155  
Col. Magisterial  
Tel:(91-931)459-43, Fax:(91-931)405-62  
Villahermosa, Tabasco. C.P. 86040.

Simón Bolívar 1527  
Tel:(91-8)348-4153, Fax:(91-8)333-6167  
Col. Mitras Centro  
Monterrey, Nvo León, C.P. 64460



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.  
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

**CURSOS INSTITUCIONALES**

**INSPECCION MANTENIMIENTO Y REHABILITACION DE  
PUENTES (Impartido por el IMT y esta División)**

Del 27 de octubre al 7 de noviembre.

*Puentes Tepuzapa, Jalapa y Río Grande*

Palacio de Minería  
1997.

# PUENTE TEPUZAPA

ESTA CONSTITUIDO POR :

NUMERO DE CLAROS	5	
LONGITUD DE CLAROS	1 - 2	11.55 M
	2 - 3	11.55 M
	3 - 4	9.90 M
	4 - 5	13.50 M
	5 - 6	11.55 M
CIMENTACION DE PILAS	2, 3 Y 4	PILOTES DE CONCRETO
	5	PILOTES METALICOS
CIMENTACION DE ESTRIBOS	1	PILOTES DE CONCRETO
	6	PILOTES METALICOS

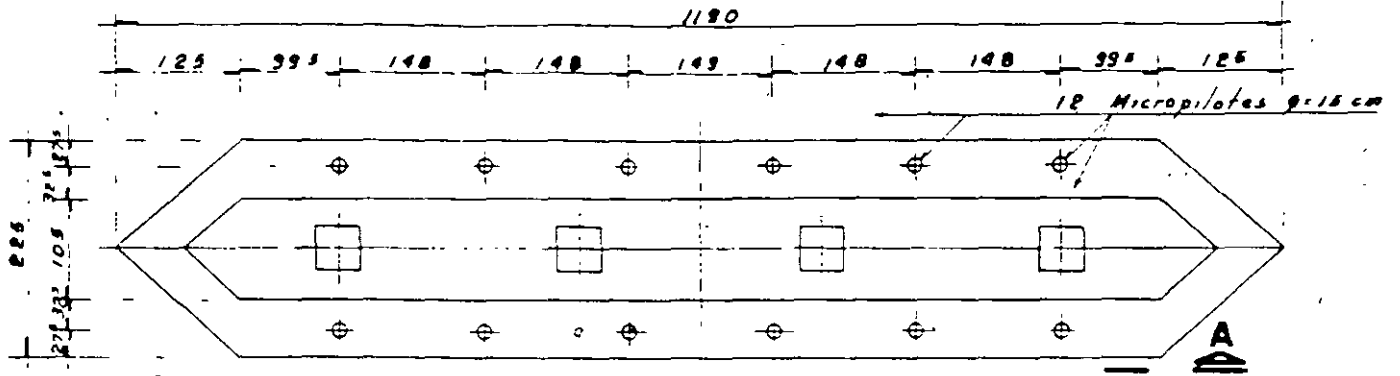
CRITERIO DE RECIMENTACION :

MOVIMIENTO DE LA SUPERESTRUCTURA TRAMO 3 - 4  
Y TRAMO 4 - 5

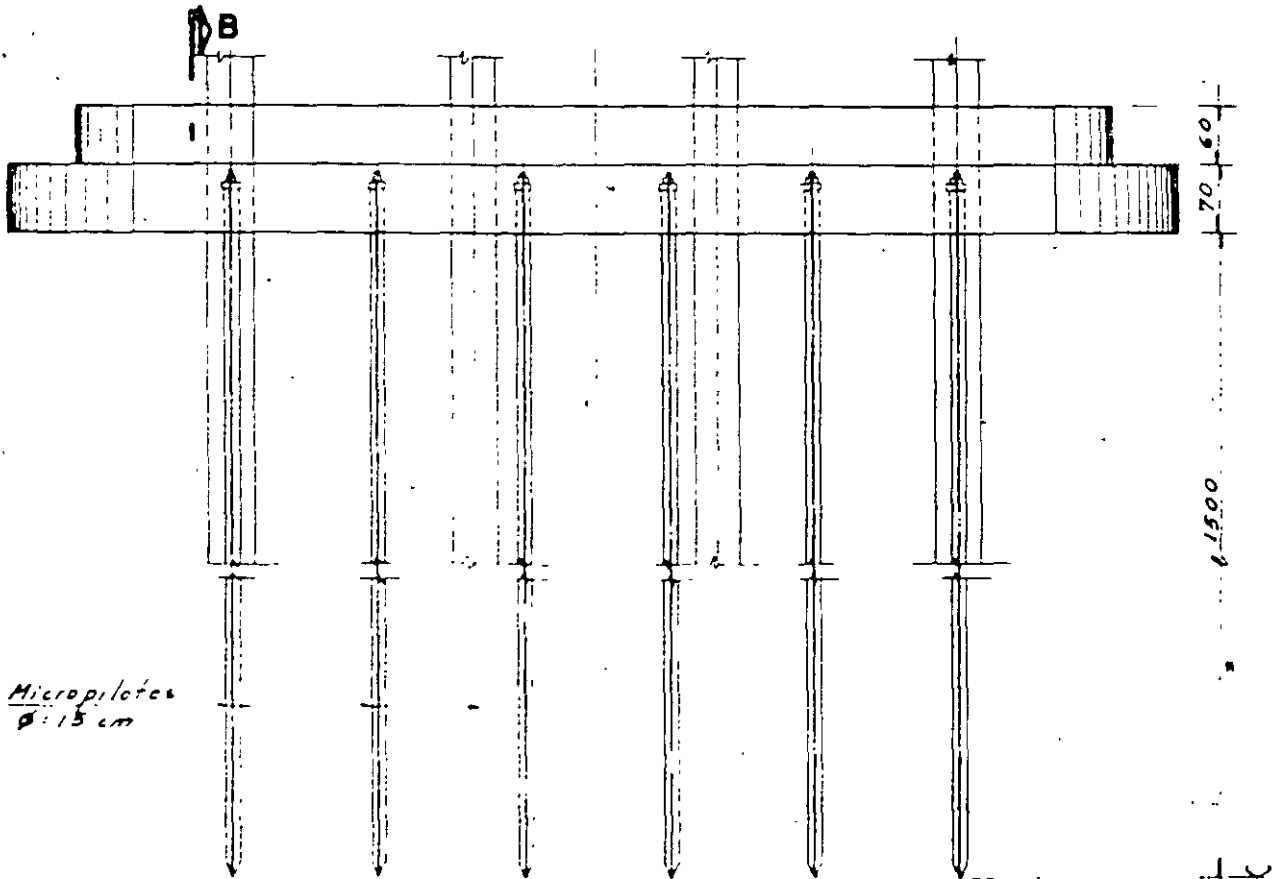
PILA CON ASENTAMINETO PILA No. 4

HIPOTESIS DE ASENTAMIENTO "PERDIDA DE CARGA POR  
SOBRE ELEVACION DEL NIVEL FREATICO"

ASENTAMIENTO ESTIMADO DE 30 CM INICIALES  
HASTA 70 CM



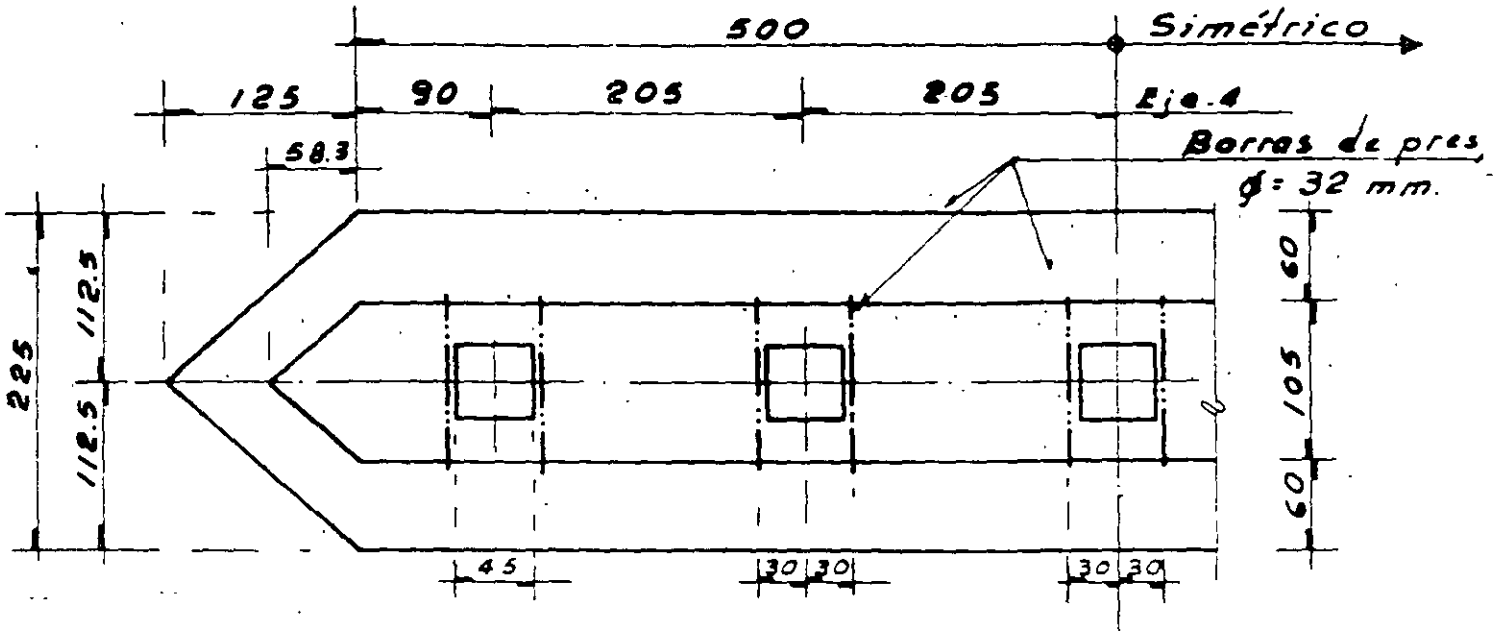
ZAPATA EJES 2 y 3



ELEVACION  
VISTA - A

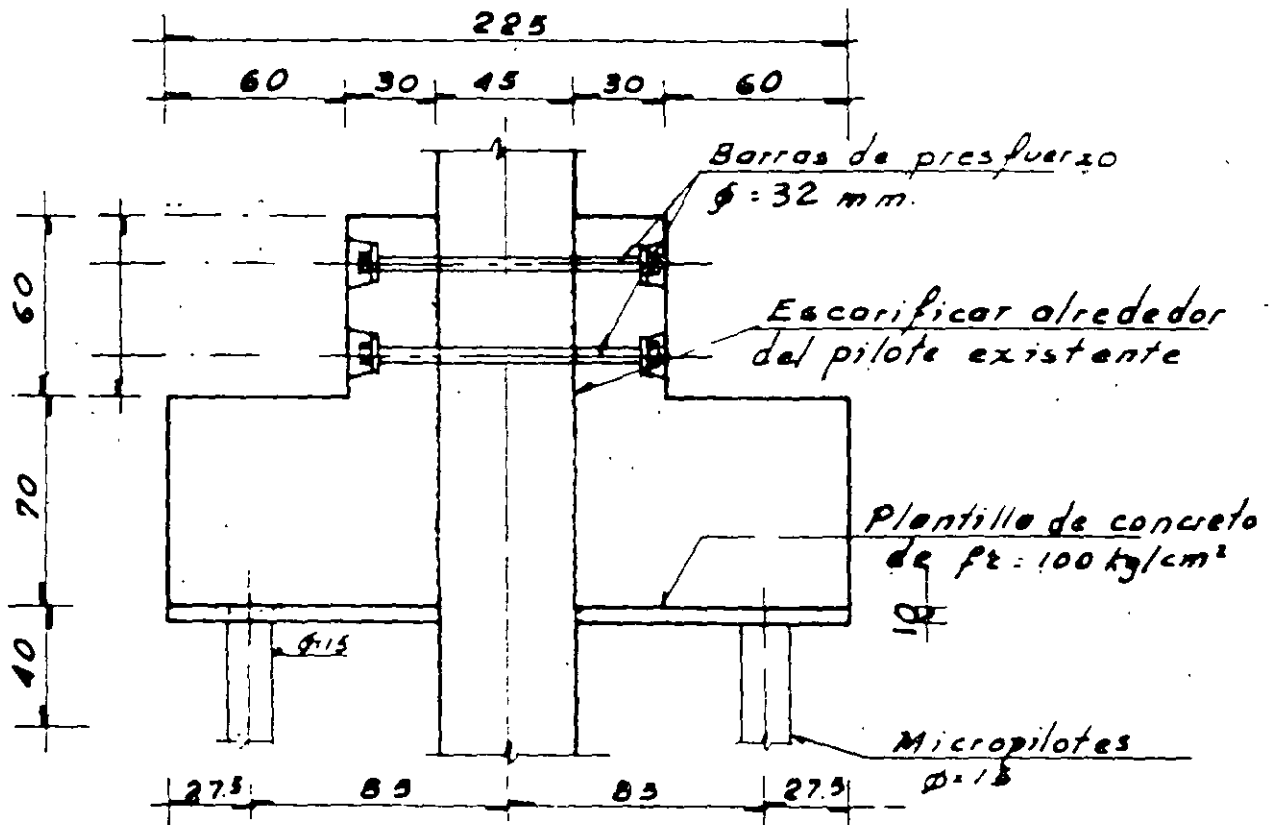
# ZAPATAS 2, 3 y 5

1:50



# ZAPATA - 4

1:50



# CORTE TIPO

1:25

# PUENTE JALAPA

**ESTA CONSTITUIDO POR :**

<b>NUMERO DE CLAROS</b>	<b>3</b>
<b>LONGITUD DEL CLARO</b>	<b>15.20 - 15.60 - 15.20 M</b>
<b>PILAS INTERMEDIAS</b>	<b>DE MAMPOSTERIA</b>
<b>ESTRIBOS CONSTRUIDOS</b>	<b>DE MAMPOSTERIA</b>

**CRITERIO DE RECIMENTACION :**

**MOVIMIENTO DE LA SUPERESTRUCTURA TRAMO 1 - 2  
Y TRAMO 2 - 3**

**PILA CON ASENTAMINETO PILA No. 2**

**HIPOTESIS DE ASENTAMIENTO "“PERDIDA DE CARGA POR  
SOBRE ELEVACION DEL NIVEL FREATICO”"**

**EN LA PILA NO SE APRECIAN GRIETAS**

**ASENTAMIENTO ESTIMADO DE 20 CM AGUAS ARRIBA**

5



17 Espacios  $\bullet$  60 = 1020

( DISTRIBUCION DE MICROPILOTES )

20

20

MICROPILOTE DE ACERO ESTRUCTURAL - CED 40 DE 4"  $\phi$

BARRAS DE PRESFUERZO  $\phi$  = 26 mm.

B

PERFORACION DE  $\phi$  = 2" (50, mm)

2

PROTECCION DE CABEZAL

( DISTRIBUCION DE MICROPILOTES )

20

6 Espacios  $\bullet$  60 = 360

400

20

VER DETALLE 2 ( TIPO )

11 Espacios  $\bullet$  70 = 770

( DISTRIBUCION DE BARRAS )

1060

100

45

45

100

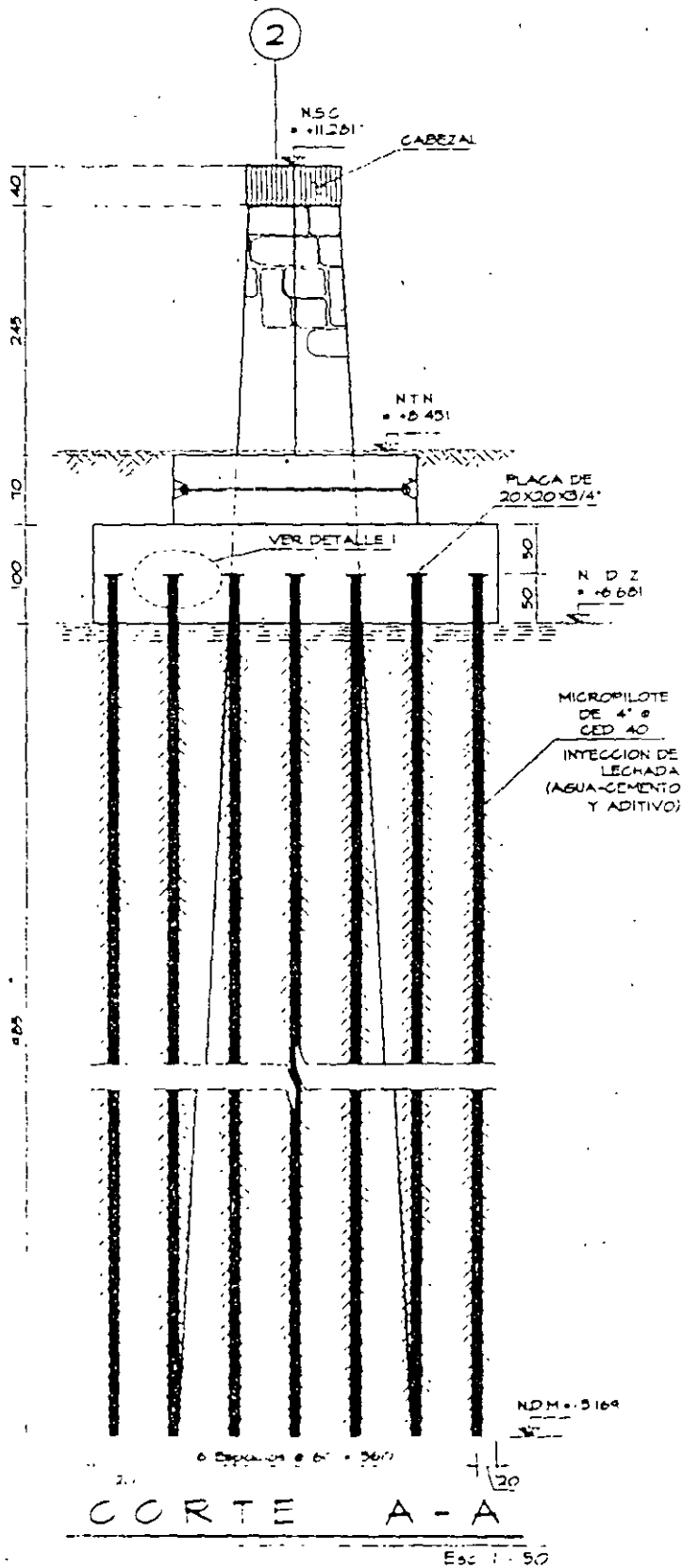


# PLANTA

Esc. 1 : 50







# PUENTE RIO GRANDE

ESTA CONSTITUIDO POR :

NUMERO DE CLAROS	10
LONGITUD DEL CLARO	35 M
PILAS INTERMEDIAS	DE MAMPOSTERIA
ESTRIBOS CONSTRUIDOS	DE CONCRETO REFORZADO

CRITERIO DE RECIMENTACION :

MOVIMIENTO DE LA SUPERESTRUCTURA TRAMO 1 - 2  
Y TRAMO 2 - 3

PILA CON ASENTAMINETO      PILA No. 2

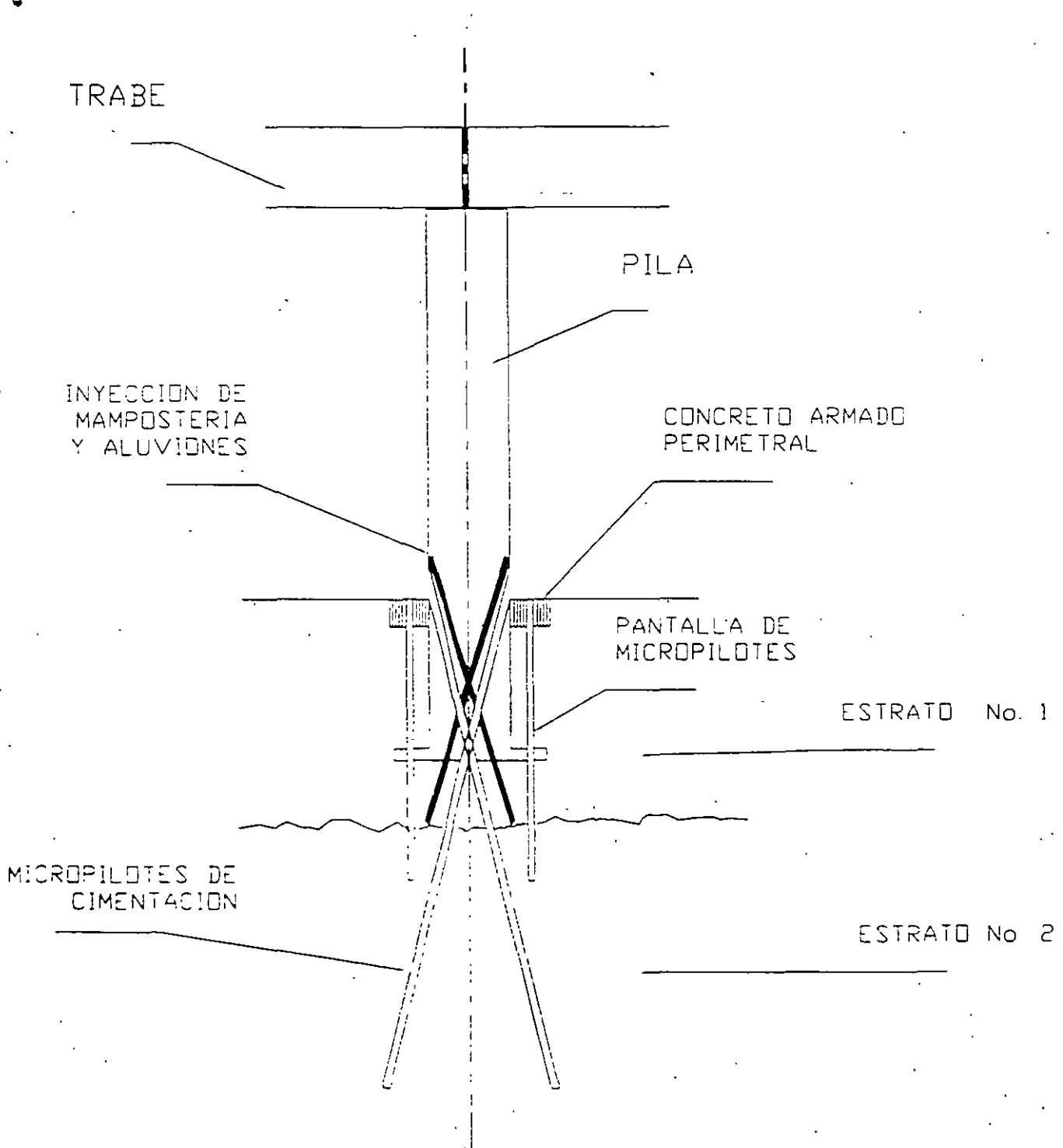
HIPOTESIS DE ASENTAMIENTO "LICUEFACCION"

EN LA PILA NO SE APRECIAN GRIETAS

ASENTAMIENTO ESTIMADO      DE 15 CM AGUAS ARRIBA

# PUENTE RIO GRANDE

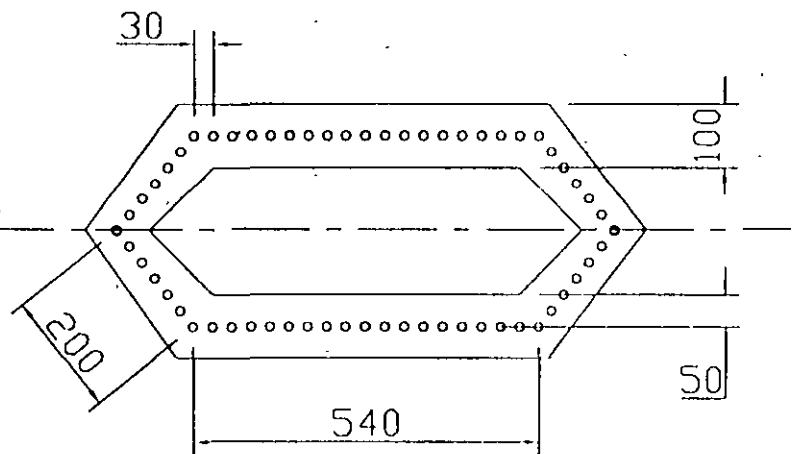
## RECIMENTACION DE PILAS



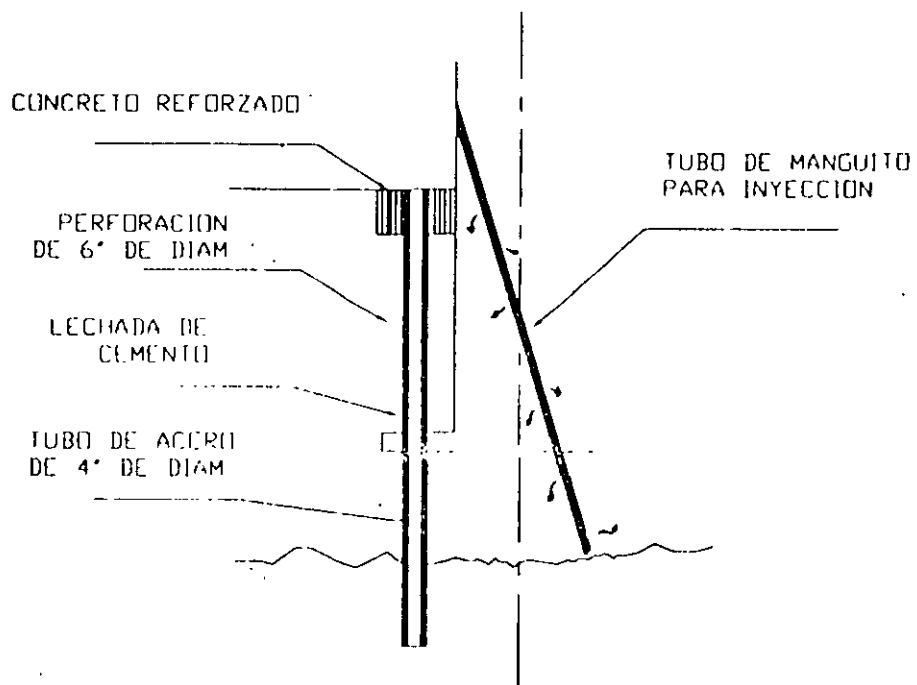
# PUENTE RIO GRANDE

10

## RECIMENTACION DE PILAS



PLANTA



DETALLE  
DE INYECCION



FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.  
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA

CURSOS INSTITUCIONALES

**INSPECCIÓN MANTENIMIENTO Y REHABILITACIÓN DE  
PUENTES (Impartido por el IMT y esta División)**  
Del 27 de octubre al 7 de noviembre.

*Micropilotes Complemento*

Palacio de Minería  
1997.

# MICROPILOTE

ES UN PILOTE DE PEQUEÑO DIAMETRO DE 80 A 250 MM.

TRABAJAN ÚNICAMENTE A COMPRESION O A TENSION

CONSTITUIDO POR:

- TUBOS
- BARRAS
- CONJUNTO DE BARRAS (INTRODUCIDAS EN UN BARRENO)

ESTAS ARMADURAS SON SELLADAS AL TERRENO POR INYECCIONES DE LECHADA O MORTERO POR :

- LOS MAS SENCILLOS, POR UNA MANGUERA
- LOS MAS ELABORADOS POR UN TUBO CON VALVULAS LLAMADOS "MANGUITOS".

# **CAPACIDAD DEL LOS MICROPILOTES**

- **TECNICA DE INYECCION DE LA LECHADA**

- ⇒ TIPO IRS ( INYECCION REPETITIVA Y SELECTIVA)
- ⇒ TIPO IGU (INYECCION GLOBAL UNITARIA)

- **NUMERO DE FASES DE INYECCION**

- **CANTIDAD TOTAL DE LECHADA DE INYECCION**

- **PRESIONES EFECTIVAS DE INYECCION**

- **NATURALEZA DE LAS LECHADAS**

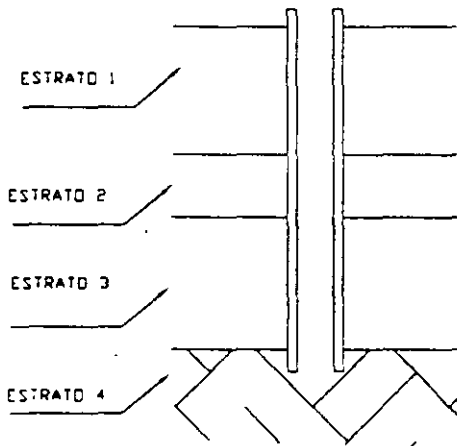


# **VENTAJAS DE LOS MICROPILOTES**

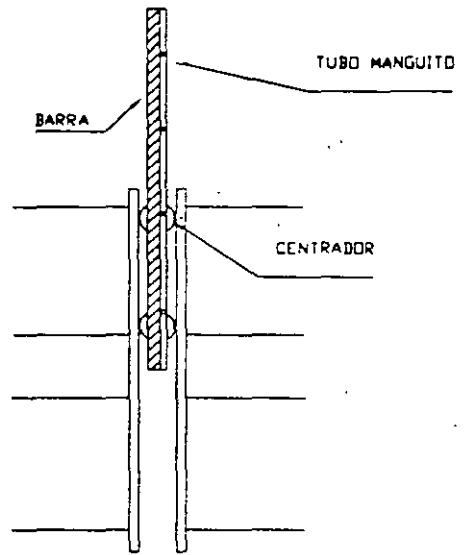
- **EQUIPO UTILIZADO ES DE DIMENSIONES REDUCIDAS**
- **EL PROCEDIMIENTO REDUCE AL MAXIMO TODO TIPO DE :**
  - VIBRACIONES**
  - RUIDOS**
  - TRANSITO DE EQUIPO PESADO**
  - GRANDES INSTALACIONES**
- **CON EL SISTEMA DE PERFORACION SE PUEDE ATRAVEZAR ESTRATOS DUROS (BOLEOS O ROCA)**

# MICROPILOTE A BASE DE BARRA

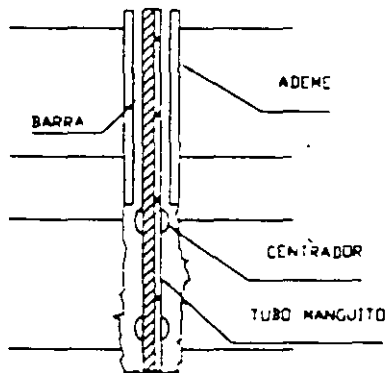
PERFORACION  
CON ADEME



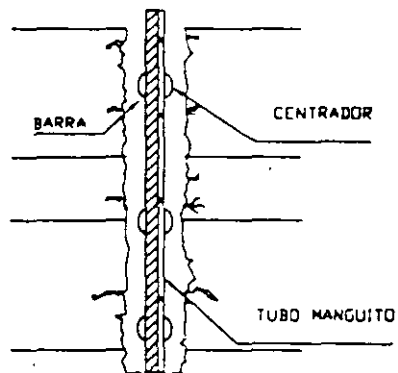
INSTALACION  
DE BARRA



INYECCION PRIMARIA  
DE MICROPILOTE



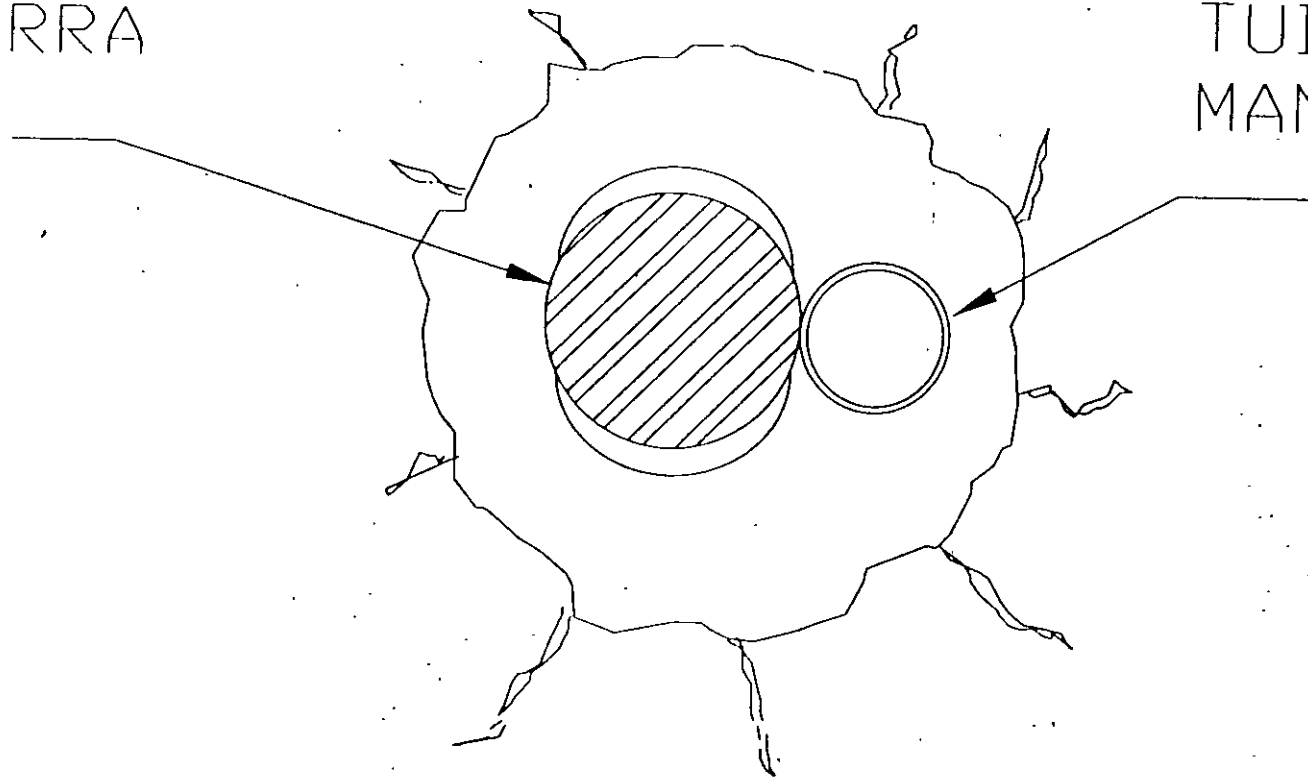
INYECCION  
SECUNDARIA  
(A PRESION) DE  
MICROPILOTE



# MICROPILOTE A BASE DE BARRA

BARRA

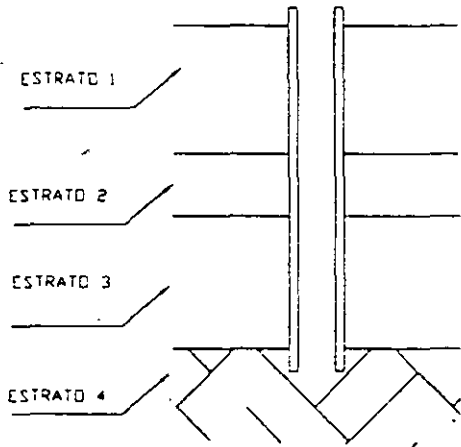
TUBO  
MANGUITO



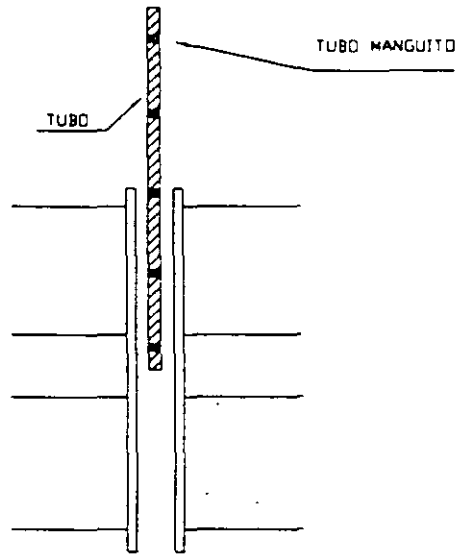
SECCION TRANSVERSAL

# MICROPILOTE A BASE DE TUBO

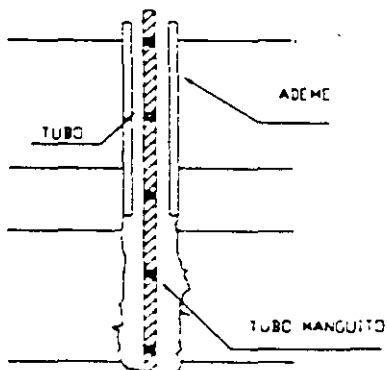
PERFORACION  
CON ADEME



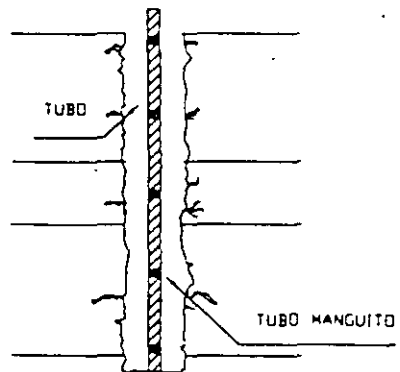
INSTALACION  
DE TUBO



INYECCION PRIMARIA  
DE MICROPILOTE



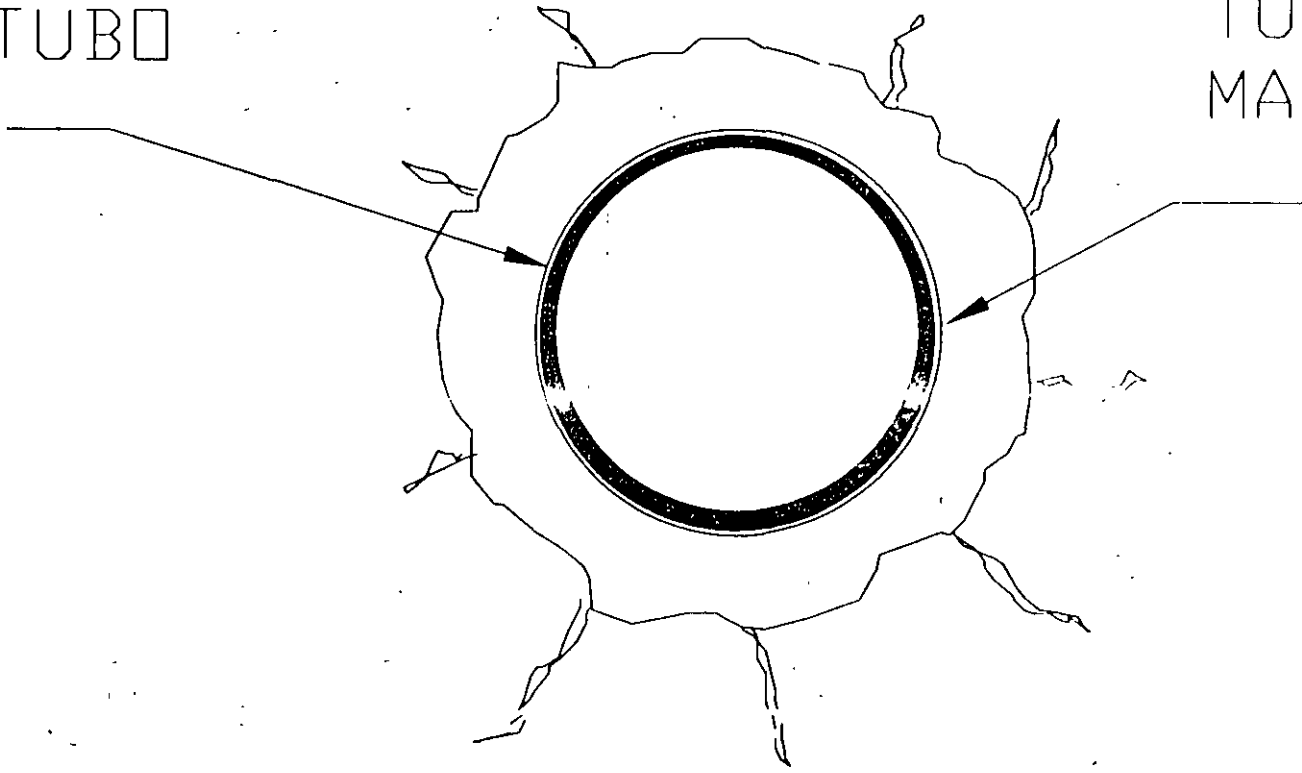
INYECCION  
SECUNDARIA  
(A PRESION) DE  
MICROPILOTE



# MICROPILOTE A BASE DE TUBO

TUBO

TUBO  
MANGUITO



SECCION TRANSVERSAL



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.  
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

**CURSOS INSTITUCIONALES**

**INSPECCIÓN MANTENIMIENTO Y RÉHABILITACIÓN DE  
PUENTES (Impartido por el IMT y esta División)**  
Del 27 de octubre al 7 de noviembre.

*Inyección de Resinas Epóxicas, Materiales y Técnicas de Reparación*

Ing. Felipe de Jesús García Rodríguez  
Palacio de Minería  
1997.

**Inyección de Resinas Epóxicas**  
**Materiales y Técnicas de Reparación**

**Ing. Felipe de Jesús García Rguez.**

No existe una técnica o material específico para un sistema de reparación, afortunadamente existen varios dependiendo del análisis efectuado o la elección que esta condicionada por factores estructurales, económicos, de tiempo, estéticos, etc.

Algunos sistemas utilizados con mas frecuencia en reparaciones y refuerzos están:

- Inyección de fisuras y grietas
- Sobre dimensionamiento de elementos de concreto
- Refuerzo con perfiles y ángulos de acero laminado.
- Postensado
- Impregnación con polímeros
- Encolado con resinas epoxi y bandas de acero
- Refuerzo con fibras de carbono

**Inyección de fisuras y grietas**  
**Clasificación según su origen.**

	Físicas	Áridos con retracción retracción de secado
	Químicas	Corrosión del acero Reacción álcali-agregado Carbonatación del cemento
Después del endurecimiento	Térmicas	Ciclos hielo-deshielo Variaciones estacionales de la temperatura Contracción térmica temprana
tipos de fisuras	Estructurales	Sobrecarga accidental Fluencia Cargas de Calculo
	Heladas tempranas	
Antes del endurecimiento	Plásticas	Retracción plástica Asentamiento plástico
	Movimientos durante la ejecución	Movimientos del encofrado Movimiento de la sub-base

Dentro de las fisuras existen por su comportamiento de 2 tipos:

Fisuras muertas o inactivas, las que se estabilizan.

Fisuras vivas o activas, las que constantemente presentan movimiento

#### **Fisuras Muertas o inactivas**

- Movimiento prematuro de la cimbra
- Sobrecargas accidentales
- Movimiento del terreno, cuando este es estable
- Heladas prematuras
- Retracción plástica
- Asentamiento plástico

#### **Fisuras vivas o activas**

- Térmicas
- Acciones dinámicas
- Corrosión del acero
- Reacción álcali agregado, etc.

#### **Métodos de Inyección:**

Se usan varios materiales para inyección con el fin de reparar losas agrietadas que se encuentran sobre la rasante o suspendidas, llenar vacíos debajo de losas y estructuras para restablecer el apoyo y la nivelación, reparar miembros estructurales agrietados y llenar vacíos en miembros estructurales. Estos materiales incluyen:

A) grout de cemento, epoxis, acrilamidas, poliuretanos y metacrilatos de metilo, los cuales se inyectan a presión o por gravedad.

Los grouts de cemento se pueden formular en el sitio de la obra o comprarse como material empacado patentado. Son económicos y fáciles de obtener e instalar. Existen aditivos para minimizar la contracción y rellenos minerales para hacerlos más económicos cuando se requieren grandes cantidades. Como los grouts de cemento se componen de partículas sólidas en suspensión, el ancho mínimo factible de las grietas para la inyecciones alrededor de 1/8 in. El soporte y la restauración al nivel de losas hundidas sobre la rasante y las zapatas se puede llevar a cabo al inyectar grouts de cemento a presión. Se requiere el monitoreo continuo de las elevaciones cambiantes para evitar que se produzca un levantamiento excesivo. Los grouts de cemento se han usado para llenar grandes vacíos y grietas en estructuras masivas.

Estos grouts deben conformarse a la ASTM C1107.

Los epoxis tiene amplios rangos de viscosidad y tiempo de fraguado. Se han llenado con éxito grietas tan angostas como de 0.002 in. Tienen una adherencia excelente a los substratos limpios y secos, y algunos tipos se adherirán al concreto plástico. Por ejemplo,



se puede restaurar la integridad estructural de un miembro estructural agrietado mediante la Inyección de epoxi. Se han restaurado losas agrietadas sobre la rasante para volver a hacer monolíticas y recuperar su capacidad de soportar carga. La corta duración en el recipiente y el breve tiempo de trabajo disminuyen todavía más cuando se tiene temperaturas ambientes elevadas. En algunos casos, es posible que resulte más económico quitar y reemplazar una losa muy agrietada sobre la rasante que repararla por Inyección de epoxi.

Las formulaciones tipo gel, como las acrilamidas y los poliuretanos, son excelentes para la reparación de estructuras que contienen agua, ya que algunas formulaciones tienen viscosidades que permiten la inyección en cualquier ranura o abertura por la que puede fluir agua.

No se pueden usar para reparar un miembro estructural.

Los metacrilatos de metilo se han usado para reparar losas estructurales agrietadas y sobre la rasante en tres etapas. En la primera, las grietas se llenan por gravedad usando un recipiente con una espita. A continuación, toda la superficie se inunda con el metacrilato de metilo. La etapa final requiere que el material con el que inundó se frote contra la superficie con una escoba de fibras rígidas. Con este método no se restaura la integridad estructural pero se mejorará la impermeabilidad y la rigidez del piso. Se necesita usar ropa protectora con este método. Para zonas confinadas con mala ventilación, también se requiere el uso de mascarilla.

La inyección a presión requiere el sello de las grietas en las superficies con epoxi o una cera gruesa y dejar aberturas para inyección o colocar lumbreras para inyección a intervalos de 10 a 12 in. Las boquillas de inyección tienen dos líneas convergentes que mezclan el epoxi y su catalizador precisamente antes de la eyección. La boquilla tiene una ranura para las aberturas o una punta redonda para poder inyectar en las lumbreras. El epoxi o gel se inyecta en uno de los extremos de la grieta hasta que se ve en la siguiente lumbrera adyacente.

Entonces el dispositivo de inyección se transfiere hasta esa lumbrera o abertura adyacente y se continúa el proceso hasta que se llena toda la grieta. Las grietas en las losas sobre la rasante no pueden sellarse en el fondo.

Esto requiere cierto criterio para juzgar la penetración del epoxi, antes de moverse hasta la siguiente lumbrera.

En algunos casos, una mayor viscosidad puede eliminar la mayor parte del desperdicio hacia los techos que se encuentran debajo. Debido a este desperdicio, los costos para las reparaciones de losas sobre la rasante son mayores por pie que los correspondientes a reparaciones de grietas estructurales, a menos que se tengan costos por andamiaje.

Es preferible la programación de las operaciones de reparación en la noche o fines de semana, para evitar la interrupción de los programas industriales en los días laborables durante estos periodos de reparaciones, ya que los pisos reparados se pueden usar a la mañana siguiente.

Si se anticipa que continuara solo trafico ligero y las grietas de la losa tienen bordes astillados, se puede impedir que continúe el deterioro si se ranuran estas grietas y así ranuradas se llenan por gravedad con un epoxi de bajo modulo.

Los epoxis típicos de bajo modulo tienen una dureza Shore A de 80 y Shore D de 50, resistencia a la tensión de 400 a 500 psi y adhesión al concreto de 150 a 250 psi.

**No todos los epóxicos son iguales.**

Los epóxicos son los materiales de reparación por excelencia. Desde recubrimientos hasta resinas de inyección y desde agentes adherentes hasta selladores de juntas, todos ellos son materiales con propiedades envidiables y muy convenientes para obras de reparación. Muchos contratistas aprovechan bien su alta resistencia, su gran adherencia y su resistencia a los agentes químicos o la abrasión, pero también hay algunos pocos usuarios que han tenido problemas con su compatibilidad con el concreto o por su corta vida en estado viscoso.

Después que ha ocurrido una falla o pérdida de material relacionada con los epóxicos, el contratista puede llegar a concluir que estos materiales son muy problemáticos y riesgosos.

Sin embargo, estos contratistas no toman en cuenta que los epóxicos se fabrican en un amplio rango de formulaciones químicas que significan también un amplio rango de propiedades físicas y mecánicas. Muchas veces la fallas del material pueden ser causadas por un incorrecta selección del material epóxico a utilizar. Es importante recordar siempre que "no todos los epóxicos son iguales".

Los epóxicos son sustancias formadas de dos componentes, a saber, la resina y el endurecedor o agente de curado. Cuando se mezclan en la dosis recomendada, la resina y el endurecedor reaccionan para formar el epoxico curado. La resina generalmente es bastante sencilla y similar en todos los epóxicos, mientras que el endurecedor si presenta variaciones químicas importantes que dictan muchas de las propiedades del material curado.

Una vez que el formulista ha seleccionado un agente amino de cura, se inicia un proceso de prueba y error. El desarrollo de la formula tiene siempre presente el objetivo de uso final y aprovecha varios aditivos. A veces se agregan surfactantes para reducir la tensión superficial del epoxico. Esto ayuda al epoxico a humedecer la superficie del sustrato, lo cual aumenta la adherencia. Si se quiere reducir la viscosidad, se pueden agregar solventes o diluyentes. Los epóxicos de menor viscosidad se pueden combinar con arena de sílica o arena corriente para reducir el costo del material de relleno. también tienen menor calor de reacción y por tanto el endurecimiento es más lento. El tipo de sistema (resina/endurecedor) depende del servicio que se busca y las condiciones ambientales donde se utilizara el epoxico.

Sus formulaciones pueden variarse para obtener diferencias de viscosidad, tiempo de gel y tiempo en estado suave. Las propiedades una vez curado, también pueden ser alteradas en gran forma, entre ellas: el módulo de elasticidad, la resistencia a compresión química y el porcentaje de elongación.

Para el caso de un epóxico que sirve de relleno para juntas, las propiedades esperadas incluyen un bajo módulo, alta capacidad de elongación, baja resistencia a compresión y una resistencia química entre pobre y moderada. En el caso de membranas que requieren resistencia a tracción, se utiliza un módulo y resistencia a compresión algo mayores y una elongación menor que para el caso de relleno de juntas.

Los recubrimientos de protección generalmente necesitan de mayor resistencia química y a la abrasión, por lo tanto se utilizan epóxicos con densidades cruzadas más altas, resultando en un modulo mas alto y mayor resistencia a compresión y menor elongacion. En ambientes químicos de agresividad moderada, las pinturas epoxicas generalmente brinda suficiente protección, mientras que si el ataque es severo, es mejor utilizar recubrimientos de unos 6 mm de espesor.

Afortunadamente, no se requiere un conocimiento profundo de la composición química de los epóxicos para utilizarlos correctamente. La mayor parte de los fabricantes tienen departamentos de asistencia técnica para brindar asesoría sobre la selección y uso correcto de sus productos. Antes de decidirse por un material, pida sus datos técnicos y de seguridad, referencias de usos anteriores y una muestra en estado no curado. Es mejor este tipo de muestra que una ya endurecida, porque así se puede evaluar el comportamiento real en unas condiciones similares a las del proyecto. Siempre lea y ponga en practica las recomendaciones de seguridad y restricciones ambientales para el manejo de los epóxicos. Mezcle la resina y el endurecedor muy bien, para que la combinación de los elementos sea lo más cercana a lo óptimo. De lo contrario el material puede quedar con ciertas zonas suaves por falta de curado.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.  
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

**CURSOS INSTITUCIONALES**

**INSPECCIÓN MANTENIMIENTO Y REHABILITACIÓN DE  
PUENTES (Impartido por el IMT y esta División)**  
Del 27 de octubre al 7 de noviembre.

*Rehabilitación Sísmica de Puentes*

Ing. Oscar Ruiz Mendieta  
Palacio de Minería  
1997.

Septiembre.

## CURSO DE INSPECCION, MANTENIMIENTO Y REHABILITACION DE PUENTES

### REHABILITACION SISMICA DE PUENTES

ING. OSCAR RUIZ MENDIETA

#### INTRODUCCION.-

DEFINICION DE REHABILITACION.- Se define como la modernización o reparación de las estructuras de puentes viejos a las condiciones actuales de diseño y carga móvil para que puedan funcionar en condiciones de servicio actuales en forma segura y óptima; debido a que estas estructuras fueron diseñadas empleando cargas menores a las actuales y criterios de diseño inadecuados, lo cual pone en grave riesgo su funcionamiento actual.

En países como Estados Unidos, Japón y Nueva Zelanda se ha emprendido una gran campaña de rehabilitación de puentes, basándose en observaciones y pruebas realizadas a estas estructuras sobre su comportamiento durante sismos y que han demostrado la influencia negativa de estos eventos sobre los puentes lo anterior estriba en que hasta antes de 1971, se consideraba poco relevante el efecto sísmico en puentes lo que originaba que el cálculo sísmico en puentes fuese poco significativo de la respuesta dinámica de las estructuras.

En México, los sismos de 1985 ocasionaron daños significativos sólo en algunos puentes, lo cual ha originado que estas estructuras hayan sido rehabilitadas para condiciones actuales de carga móvil, ampliación en sus carriles y esporádicamente por efectos de socavación. Despreciando por consiguiente, la rehabilitación debido a sismos.

Empero, en la actualidad se están construyendo puentes más grandes y de estructuras especiales, lo que da como resultado la aplicación de técnicas más de finidas para análisis sísmicos a estas estructuras.

Por otra parte es de vital importancia la rehabilitación de puentes viejos y que fueron diseñados con normas sísmicas inadecuadas y que ponen en riesgo la seguridad de los usuarios y la utilidad de las comunidades aledañas. Asimismo, -aunada a esta deficiencia se encuentran la del diseño original insuficiente y mantenimiento inadecuado así como el aumento en magnitud y frecuencia en la carga móvil.

## II COMPORTAMIENTO DE PUENTES EN SISMOS RECIENTES

### II.1 INTRODUCCION

Posteriormente a los sismos ocurridos en septiembre de 1985, se llevó a cabo la revisión de un gran número de puentes-carreteros y ferroviarios en la zona cercana al epicentro, con la finalidad de detectar y evaluar los daños organizados por dicho evento.

Se pudo comprobar que la mayor parte de estas estructuras tuvo un comportamiento satisfactorio, en otros casos, hubo daños moderados y una parte mínima de puentes tuvo daños de considerable importancia para ameritar que se cerraran al tránsito vehicular.

A continuación, se lleva a cabo una descripción y análisis de los daños típicos, considerando los criterios de diseño sísmico que en la actualidad son aplicables a estas estructuras.

De la misma forma, se describen las estructuras que presentaron daños importantes, tratando de definir las causas de su falla.

## II.2 GENERALIDADES.

Después de los sismos de septiembre de 1985, se llevó a cabo una revisión de puentes de alrededor de 250, en la red carretera y ferroviaria de los estados de Guerrero, Michoacán y Colima, en la zona epicentral; con la finalidad de detectar y evaluar los daños causados por estos terremotos y tomar las medidas de emergencia necesarias para garantizar la seguridad de los usuarios de la red.

Del total de estructuras revisadas, aproximadamente la tercera parte sufrió daños menores, en cinco se presentaron daños moderados y únicamente en tres casos fué necesario interrumpir el tránsito de vehículos sobre el puente en vista de la importancia de los daños ocurridos.

## II.3 DESCRIPCION DE LOS DAÑOS MAS COMUNES

En seguida, se describen los daños observados con más frecuencia:

Asentamientos de terraplén de acceso .- Inmediatamente después del sismo, se presentó un desnivel vertical entre la rasante del puente y la del terraplén de acceso, siendo en algunos casos hasta de 20cm. y acompañado por agrietamiento longitudinal del terraplén. Este fenómeno se presenta en cruces -

con suelo blando, donde frecuentemente el puente es desplazado sobre cimientos profundos (pilotes o cilindros) en tanto que el terraplén se apoya sobre la superficie. El asentamiento relativo del terraplén respecto al puente, se presenta en un plazo más o menos largo desde el momento en que la obra entra en servicio. El sismo actúa como acelerante del fenómeno producido por la insuficiente resistencia al corte de los materiales empleados en la estructura del terraplén y por el reacomodo de los suelos de cimentación por efectos de su compactación dinámica.

II.3.I DESPLAZAMIENTOS TRANSVERSALES DE LA SUPERESTRUCTURA.

En puentes formados por varios tramos libremente apoyados de superestructura, se observó con frecuencia después del sismo desplazamientos transversales relativos entre tramos adyacentes, puesto de manifiesto por desalineamiento de los parapetos y de las gorniciones. Estos desplazamientos fueron en general pequeños (del orden de 2 a 5 cm.) y sólo en dos puentes adquirieron valores importantes, (del orden de 20 cm.). Para evitar esos desplazamientos se colocan desde hace algún tiempo, dispositivos de apoyo transversal en coronas de estribos y pilas, llamados topes sísmicos. En algunos puentes, los topes resultaron ineficientes para este propósito ya que se fracturaron bajo la-



acción de la fuerza lateral.

### II.3.2 DAÑOS EN JUNTAS DE DILATACION.

En las juntas de dilatación entre tramos consecutivos de la superestructura, se encontraron daños frecuentemente indicativos de la ocurrencia de fuertes desplazamientos longitudinales durante el sismo. Es común que estas juntas se encuentren abiertas, desprovistas del material de sello, por tanto, el movimiento longitudinal ocasiona el golneteo entre tramos adyacentes.

En algunos casos, los tramos quedaron desplazados de su posición original, por tanto, las juntas se presentaban demasiado abiertas ó cerradas.

### II.3.3 DAÑOS EN APOYOS.

Los elementos de apoyo, por los cuales la superestructura -- transmite cargas a la subestructura, resultán puntos críticos en el comportamiento ante sismo de los puentes.

En nuestro país, los dispositivos de apoyo de mayor antigüedad son los de acero, que debido a su elevado costo y problemas de mantenimiento que originaban, fueron substituidos posteriormente por apoyos de concreto y plomo; los cuales, a su vez debido al mal comportamiento de las placas de plomo, han sido subs--

tituidos por apoyos elastoméricos de neopreno.

En un caso, se tuvo una falla importante de un apoyo de acero, muestra de manifiesto por el anastamiento y molido del con--creto en la corona de la subestructura y en la base de la super--estructura. La falla, posiblemente se originó por la falta de--movilidad del apoyo como consecuencia de la corrosión de sus elementos.

Algunas de las estructuras con apoyo de plomo, presentaron--desniveles verticales entre sus tramos : yacentes como consecuen--cia del súbito anastamiento del apoyo, todo parece indicar, que la sollicitación dinámica en este caso, aceleró el fenómeno de --fluencia del plomo que según se ha observado, ocurre en un plazo largo.

En los dispositivos de neopreno más antiguos, el apoyo mó--vil estaba compuesto por varias placas de neopreno sueltas inter--caladas por placas de acero y sobrepuestas formando un montón. - Algunos de estos apoyos fallaron durante el sismo por el exceso--de desplazamiento relativo entre placas que desplomaron al mon--tón.

Los dispositivos móviles modernos, se forman fundiendo las--placas de neopreno en un molde que ya contiene las placas de ace

ro para formar un apoyo integral. El comportamiento de estos elementos ante sismo, fue mejor que los anteriores. Sólo en un caso, los apoyos interiores se desgarraron por efecto del cortante sísmico y se tuvieron que reemplazar.

Los apoyos, correspondían a un viaducto para ferrocarril, con superestructura de sección cajón de concreto presforzado alojada en una fuerte curva horizontal, con claro central de 80m. y dos laterales de 60 m. y continua con pilas de 60 m. de altura. Pudo deducirse que en uno de sus extremos, la estructura tuvo un desplazamiento máximo transversal de 35 cm. ; después del sismo quedó con un desplazamiento transversal permanente de 2 cm; estos desplazamientos no causaron daños en la estructura y tan sólo motivaron el rompimiento de los apoyos.

#### II.3.4 DAÑOS EN MUROS DE CONTENCION

Algunos muros de contención, proporcionados insuficientemente para acciones permanentes, sufrieron daño por los sismos, consistentes en volcamientos y fracturas.

#### II.3.5 DAÑOS EN SUBESTRUCTURAS

Aún cuando los elementos de subestructura suelen ser motivo de especial cuidado durante el proyecto para considerar los efectos sísmicos en su proporcionamiento, la revisión minuciosa de

los mismos en los puentes inspeccionados sólo permitió detectar las siguientes fallas:

- Una pila de mampostería tuvo un asentamiento vertical de aproximadamente 15 cm., acompañado de la fractura de juntas y dislocación generalizada de piedras en su cuerpo.

- Otra pila del mismo material tuvo un importante desconchamiento en uno de sus extremos, que dejó sin apoyo a una de las vigas de la superestructura.

- Otra pila de concreto simple presentó una fractura vertical, en la proximidad del tajamar y desde el terreno natural hasta dos tercios de su altura descubierta.

- Un estribo de mampostería, del viaducto ferroviario antes descrito, tuvo una fractura vertical en toda su altura.

- Un caballete de concreto reforzado presentó una falla de cortante en el cabezal.

Cabe mencionar el caso de una pila de sección circular hueca, de aproximadamente 30 m. de altura, que a pesar de presentar a la altura del terreno una fuerte desconchadura del concreto por efecto de la erosión, que dejaba al descubierto la mayor parte del refuerzo y reducía la sección de concreto a sólo la mitad

de la original, no presentó daños por sismo.

Especial interés tienen los daños a la subestructura de un puente en el acceso a la isla del Cayacal, en el puerto industrial de Lázaro Cárdenas, Mich. El puente está compuesto por dos estructuras gemelas, cada una con seis tramos simples de 30 m. de claro. La subestructura la forman pilas y caballetes sobre cilindros de concreto reforzado. Cada pila está constituida por una columna central de sección circular continua con un cabezal en doble voladizo.

La unión entre la columna y el cabezal de cada pila desarrolló una falla importante, ya que aparte de fracturarse el concreto, se observaron evidencias de fluencia por pandeo en las varillas principales de la columna.

En uno de los cuerpos del puente se suspendió totalmente el tránsito vehicular, el otro quedó restringido a un sólo carril y a baja velocidad, centrando el carril para disminuir los efectos de flexión en los cabezales. Las pilas fueron apuntaladas en tanto se procedía a su reparación.

El motivo principal de estos daños fue la cercanía del puente al epicentro del primer terremoto, lo que ocasionó movimientos de intensidad IX en la escala modificada de Mercalli, inten-

idad superior a la implícita en las normas de diseño.

Como causas contribuyentes a los daños pueden señalarse la falta de ductilidad de la conexión entre cabezal y columna por insuficiencia de refuerzo de confinamiento y los efectos de la inercia rotacional de la masa de la superestructura que se aplica a la pila en voladizos de gran brazo.

#### II.4 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

De los daños mencionados anteriormente, se puede deducir -- que los efectos de los sismos de septiembre de 1985 en los puentes pueden ser calificados de moderados, sobre todo si se les compara con los efectos causados a las edificaciones en Lázaro Cárdenas, Mich., Cd. Guzmán, Jal. y la zona del antiguo lago en la Ciudad de México.

Esta diferencia se puede explicar por las siguientes razones:

a).- Los puentes, en general son estructuras de corta altura con elementos masivos de gran rigidez; por tanto, sus periodos fundamentales de oscilación son cortos, inferiores a 0.5 seg. en consecuencia su respuesta ante un movimiento con las características del generado por el sismo de septiembre de 1985, es mucho menor a la de edificaciones flexibles con periodos funda--

mentales mayores.

b).- Como medio de defensa contra el fenómeno de socavación durante las crecientes máximas, los puentes son dotados generalmente de cimentaciones de gran profundidad hasta estratos de gran resistencia.

c).- Las juntas de dilatación y los dispositivos de apoyo constituyen elementos de aislamiento que contribuyen en forma importante a la disipación de energía y que reducen las sollicitaciones que son transmitidas a la subestructura.

Al analizar estos aspectos, se pueden señalar líneas de estudio que deben emprenderse en prevención de daños futuros:

1.- Los daños a los puentes pueden ser más graves en otros eventos sísmicos con características diferentes de la excitación o en el caso de que se construyan estructuras más flexibles.

2.- Se debe, por tanto, emprender el análisis de estructuras importantes en las que se considere el trabajo conjunto del suelo circundante y de los elementos de cimentación, para las diferentes sollicitaciones sísmicas posibles.

3.- Se debe investigar el comportamiento dinámico de los elementos que actualmente se usan para dispositivos de apoyo y

juntas de dilatación. El problema principal que se tiene en la actualidad en el análisis de puentes, es el modelado correcto de esos elementos. Las investigaciones que sobre estos se emprendan, permitirán desarrollar nuevos tipos de apoyos, como los que han empezado a usarse en otros países, en los que el uso combinado de caucho y plomo ha permitido integrar apoyos que por medio de fricción incrementan el amortiguamiento y por tanto disminuyen la respuesta sísmica de la estructura.

→ Respecto a las prácticas de diseño, el análisis de los daños observados, permite apuntar las siguientes recomendaciones:

1.- El método de fuerza estática equivalente, usualmente aplicado para diseño sísmico, da resultados satisfactorios para el pronorcionamiento de estructuras de marco rígido y conservadores para estructuras de tramos simplemente apoyados, ya que en general, en estos últimos no se consideran los efectos de aislamiento de los dispositivos de apoyo.

2.- Los apoyos transversales o topes sísmicos usualmente se subdiseñan, ya que la carga lateral se valúa considerando implícitamente un factor de ductilidad que el tope no es capaz de desarrollar. Se recomienda diseñarlos con ductilidad de  $\mu=1$ ; además es aconsejable rellenar con una placa lateral de neopreno la holgura entre superestructura y el tope.



3.- Los desplazamientos previstos actualmente, son inferiores en mucho a los que pueden presentarse bajo un sismo intenso. En consecuencia, es preciso mejorar la calidad de los materiales de sello de las juntas para aumentar su durabilidad y su elasticidad. En puentes importantes, conviene restringir el movimiento longitudinal de la superestructura, al igual que en otros puentes, intercalando tirantes de concreto presforzado a través de la junta entre dos tramos contiguos, los que permiten los movimientos de temperatura pero no los sísmicos. Esta precaución es particularmente importante en tramos suspendidos de vigas tipo Gerber.

4.- Los terraplenes de los accesos sobre suelos blandos, deben tener bases más amplias, obtenidas por medio de bermas o por taludes más tendidos para prevenir los asentamientos del suelo de cimentación por efectos de sismos intensos o por consolidación a largo plazo.

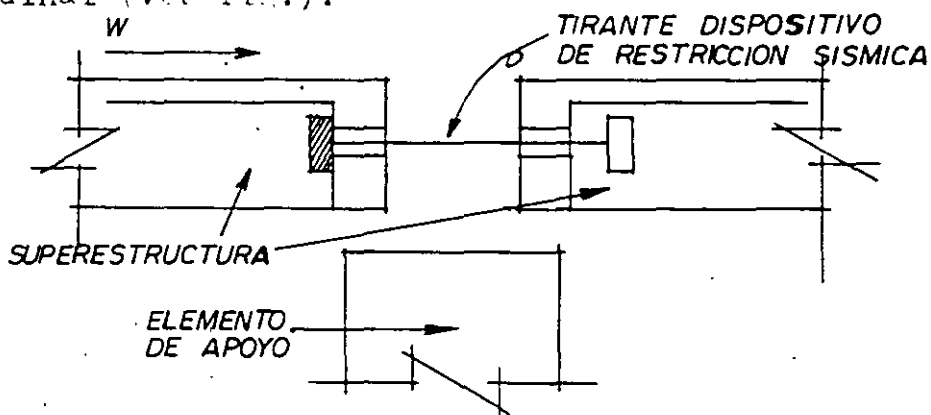
5.- Las fallas observadas en elementos de mampostería son atribuibles a la mala calidad de ejecución de ésta. Por lo que en puentes importantes en zonas sísmicas, conviene evitar este material, dando prioridad al concreto reforzado en subestructuras.

tos hidráulicos. La misma operación permite la sustitución de apoyos.

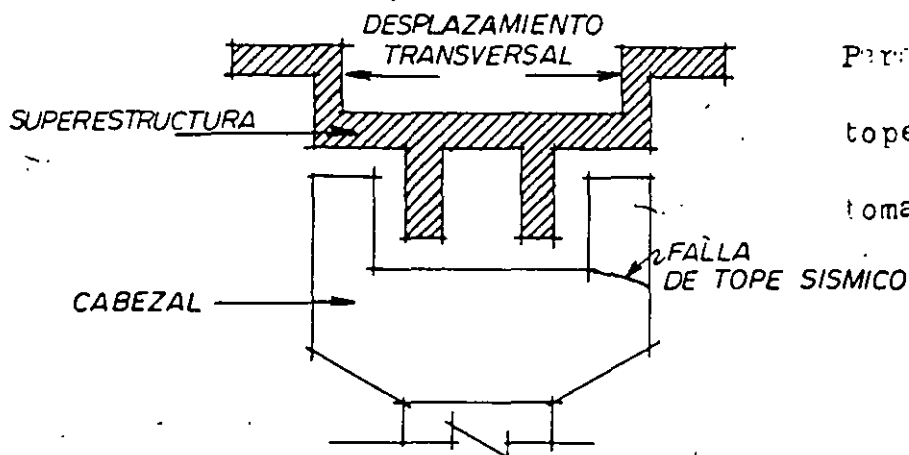
### III.6 CONCLUSIONES DE ESTUDIOS REALIZADOS.

Las investigaciones llevadas a cabo sobre los aspectos mencionados en otros países como Estados Unidos, Japón y Nueva Zelanda apuntan hacia las siguientes tendencias:

Es necesario colocar a través de juntas de dilatación pasadores o cables de presfuerzo que restrinjan el desplazamiento longitudinal (ver fig.).

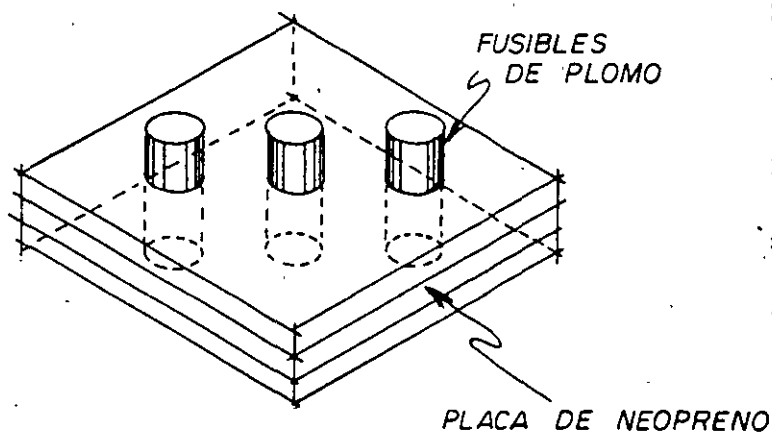


Los toques laterales deben calcularse para una fuerza sísmica sin reducción alguna por efectos de ductilidad (ver fig.).



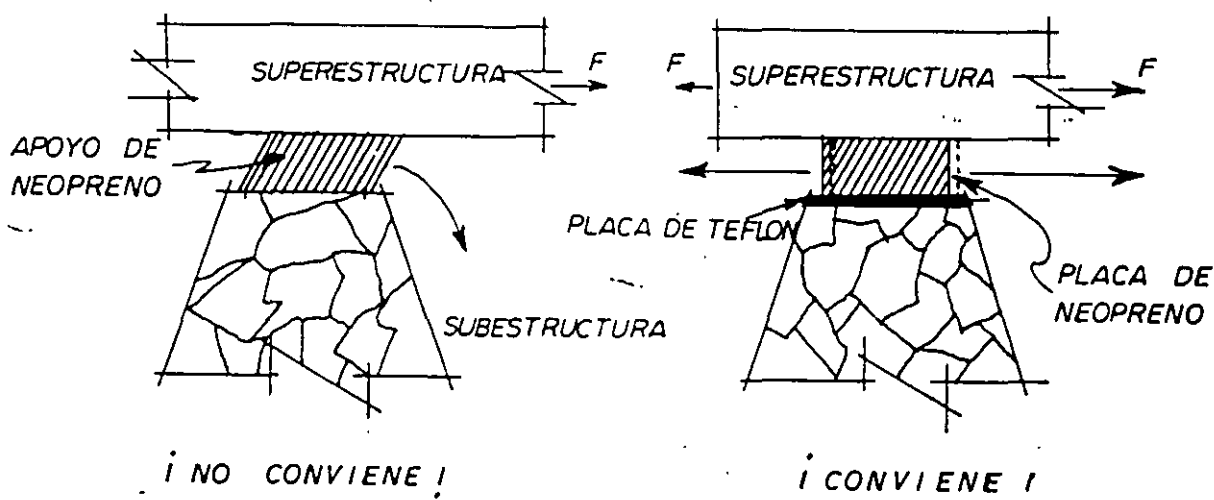
Para diseño sísmico de toques, se recomienda tomar un valor de  $Q=1$ .

Los dispositivos de apoyo pueden ser provistos de un elemento fusible desechable que al actuar el sismo se fracture protegiendo al apoyo.



Se entiende que los fusibles o pernos sufrirán deformación y por tanto conservarán en buen estado la placa de apoyo.

En grandes claros, no se debe depender del desplazamiento - que el apoyo de neopreno pueda proveer por su deformación al cortante y deben en cambio colocarse apoyos de otros materiales que por su baja fricción contra el concreto puedan deslizarse efectivamente al aplicárseles carga horizontal.



Aunque estos resultados son útiles, deben ser reevaluados - en función de las circunstancias nacionales, tomando en cuenta - los materiales disponibles en el país y el aspecto definitivo de los costos. Habría que estudiar si es más conveniente introducir apoyos y juntas más costosos o reparar daños locales causados eventualmente por estos elementos durante un terremoto.

## IV REFORZAMIENTO DE COLUMNAS

### IV.1 INTRODUCCION

El colapso y los daños severos de algunos puentes durante grandes terremotos, han puesto de relieve la necesidad de desarrollar métodos efectivos para calcular la resistencia y ductilidad de las pilas de puentes de concreto reforzado existentes y rehabilitarlas en caso necesario. Los puentes vulnerables durante los terremotos severos son principalmente los diseñados antes de 1970.

El diseño sísmico de puentes ha avanzado significativamente después de 1970. Los principales desarrollos se han logrado en el conocimiento de la respuesta dinámica no lineal de estructuras y en los métodos para el detallado del refuerzo para conseguir el comportamiento dúctil que es necesario en terremotos severos.

A continuación, se revisan las deficiencias típicas de los puentes existentes y se describen varios métodos para la rehabilitación de pilas de puentes de concreto reforzado para mejorar su comportamiento sísmico.

## IV.2 DEFICIENCIAS ESTRUCTURALES TÍPICAS DE SUPERESTRUCTURAS ANTIGUAS DE PUENTES

### IV.2.1 Generalidades

Los principales problemas de las estructuras antiguas típicas de concreto reforzado para puentes, se clasifican principalmente, en 2 categorías:

a) La incapacidad de la estructura para tomar posibles movimientos relativos grandes entre la superestructura y la subestructura, que puede tener como resultado, la dislocación de la superestructura.

b) La falta de resistencia y ductilidad de la subestructura, que puede conducir a la falla estructural y al colapso del puente.

### IV.2.2 Detalles de deficiencias estructurales posibles en puentes

En detalle, los principales problemas encontrados en estructuras de puentes antiguos han sido:

a).- Longitud inadecuada de apoyo de los tramos sobre los soportes y falta o insuficiencia de conexión entre tramos, lo que puede causar la caída de los tramos.

18

b).- Resistencia inadecuada a flexión de los miembros, debida a refuerzo longitudinal insuficiente. Sin embargo, éste no es un problema importante en columnas de nubes, especialmente si el refuerzo ha sido diseñado usando la Teoría elástica (esfuerzos de trabajo). El diseño por la teoría elástica de secciones de columnas, es muy conservador (por ejemplo, usa una interpolación lineal recta entre la flexión pura y la carga axial pura) dando por resultado columnas cargadas excéntricamente con una resistencia a flexión real, mayor que la esperada.

c).- Ductilidad y resistencia al cortante insuficiente de las zonas de potenciales articulaciones en los miembros, debido a insuficiente refuerzo transversal para suministrar el confinamiento requerido del concreto comprimido, restringir el pandeo lateral del refuerzo longitudinal y desarrollar la resistencia al cortante.

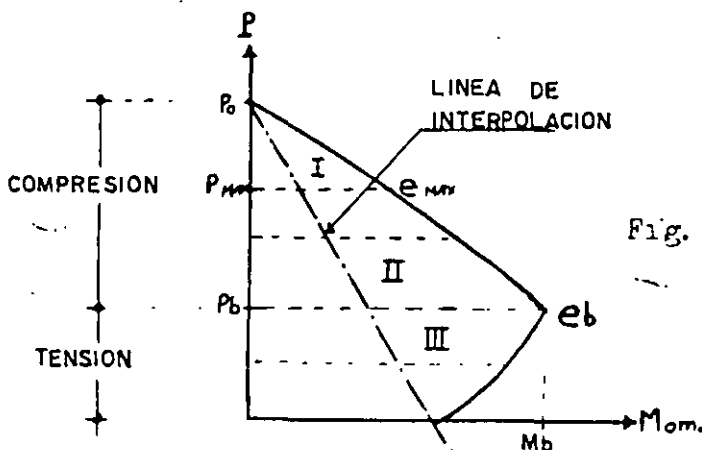


Fig. IV.I Diseño de método elástico respecto a línea de interpolación (b).

DIAGRAMA DE INTERACCION DE COLUMNA.

d).- Anclaje inadecuado del refuerzo transversal, por estar traslapado y no soldado, dentro del recubrimiento del concreto o por no anclarse adecuadamente a las barras longitudinales.

e).- Anclaje inadecuado de las barras longitudinales para desarrollar y mantener la resistencia de fluencia durante cargas cíclicas. También, la presencia de traslape de barras longitudinales en zonas de posibles articulaciones plásticas origina que se concentre la fluencia en longitudes pequeñas fuera del traslape y que ocurra el deslizamiento de las barras en las zonas de traslape. En las primeras obras, se usaban barras redondas lisas en vez de usar barras corrugadas, lo que aumenta el riesgo de falla por adherencia.

f).- Resistencia inadecuada de las juntas entre columnas y cabezales de pilas o zapatas sobre pilotes, debido a un refuerzo insuficiente por cortante en el núcleo de la unión.

g).- Resistencia inadecuada de zapatas y pilotes.



#### IV.3 METODOS DE REHABILITACION.

Estos métodos, se clasifican en los tres grupos siguientes:

a).- Mejorar la conexión entre la subestructura y la superestructura del puente mediante dispositivos de restricción de movimiento.

b).- Mejorar la respuesta sísmica de la estructura usando dispositivos de aislamiento en la base y de disipación mecánica de la energía.

c).- Mejorar la resistencia y ductilidad de la subestructura mediante técnicas de encausado.

Cualquiera de estos métodos o la combinación de ellos puede usarse para reducir hasta un nivel aceptable la probabilidad de daños por sismos intensos.

##### IV.3.I Dispositivos de restricción de movimientos

Estos, pueden ser tales como: cables, Pernos de conexión o llaves pueden usarse para restringir movimientos excesivos de la superestructura en relación con los apoyos, particularmente cuando los anchos de apoyo en las juntas y apoyos móviles son insuficientes.

#### IV.3.2 Dispositivos de aislamiento en la base y de disipación mecánica de energía

Un método efectivo para reducir las fuerzas de inercia que actúan sobre la subestructura del puente es aislar la base de la superestructura y disipar la energía usando dispositivos mecánicos disipadores de energía. Los apoyos elastoméricos de hule pueden usarse para aislar la superestructura y unas barras de plomo insertadas al centro de los apoyos o algunos otros dispositivos, pueden usarse para actuar como disipadores de energía.

#### IV.3.3 Mejoramiento de la resistencia y ductilidad de la subestructura

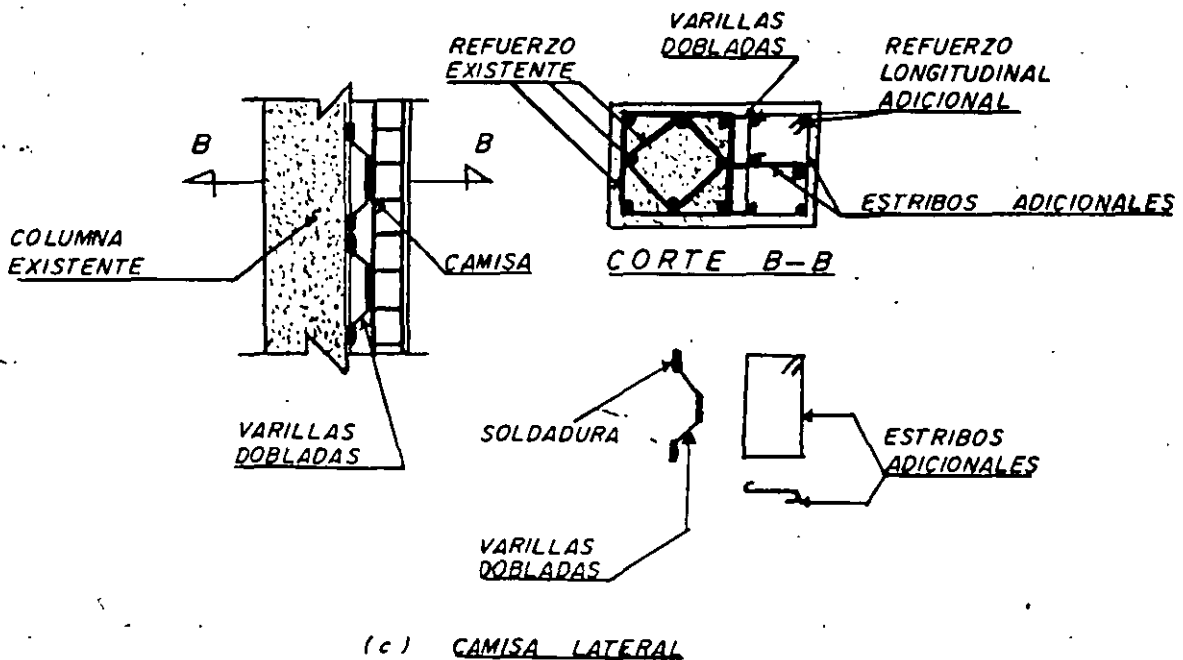
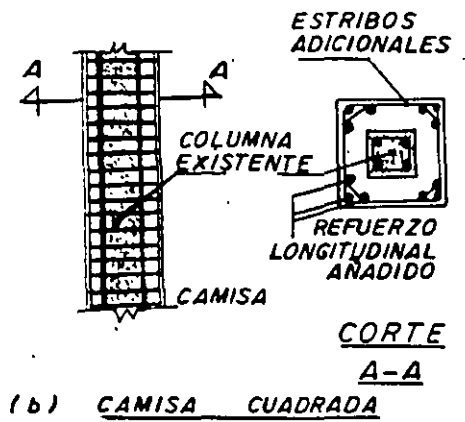
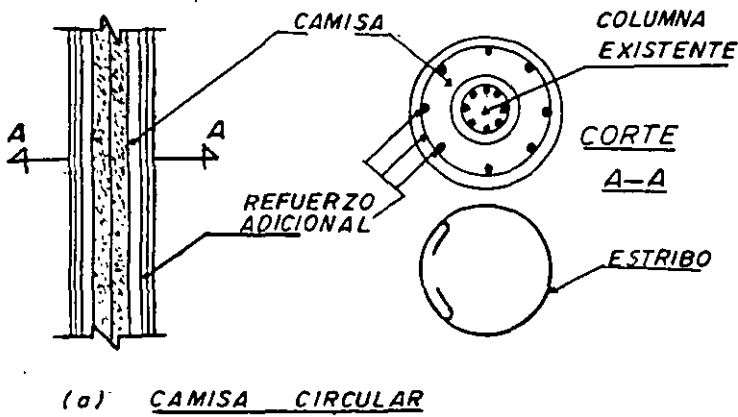
Varios métodos para incrementar la resistencia y la ductilidad de las subestructuras de puentes se han usado o se están desarrollando. Aquí, sólo se presentan métodos para la rehabilitación de columnas.

La resistencia y/o ductilidad de columnas de concreto reforzado pueden aumentarse por uno de los métodos siguientes:

##### (a) Encamisado de concreto reforzado

Puede usarse una camisa de concreto nuevo con refuerzo longitudinal y transversal. El refuerzo transversal adicional incrementará la resistencia al cortante y la ductilidad de la co-

luna. El refuerzo longitudinal adicional aumentará la resistencia a flexión de la columna, si se ancla adecuadamente en su parte superior e inferior; de lo contrario, la resistencia a flexión no se incrementará. La figura, muestra algunos ejemplos de encamisado con concreto reforzado.



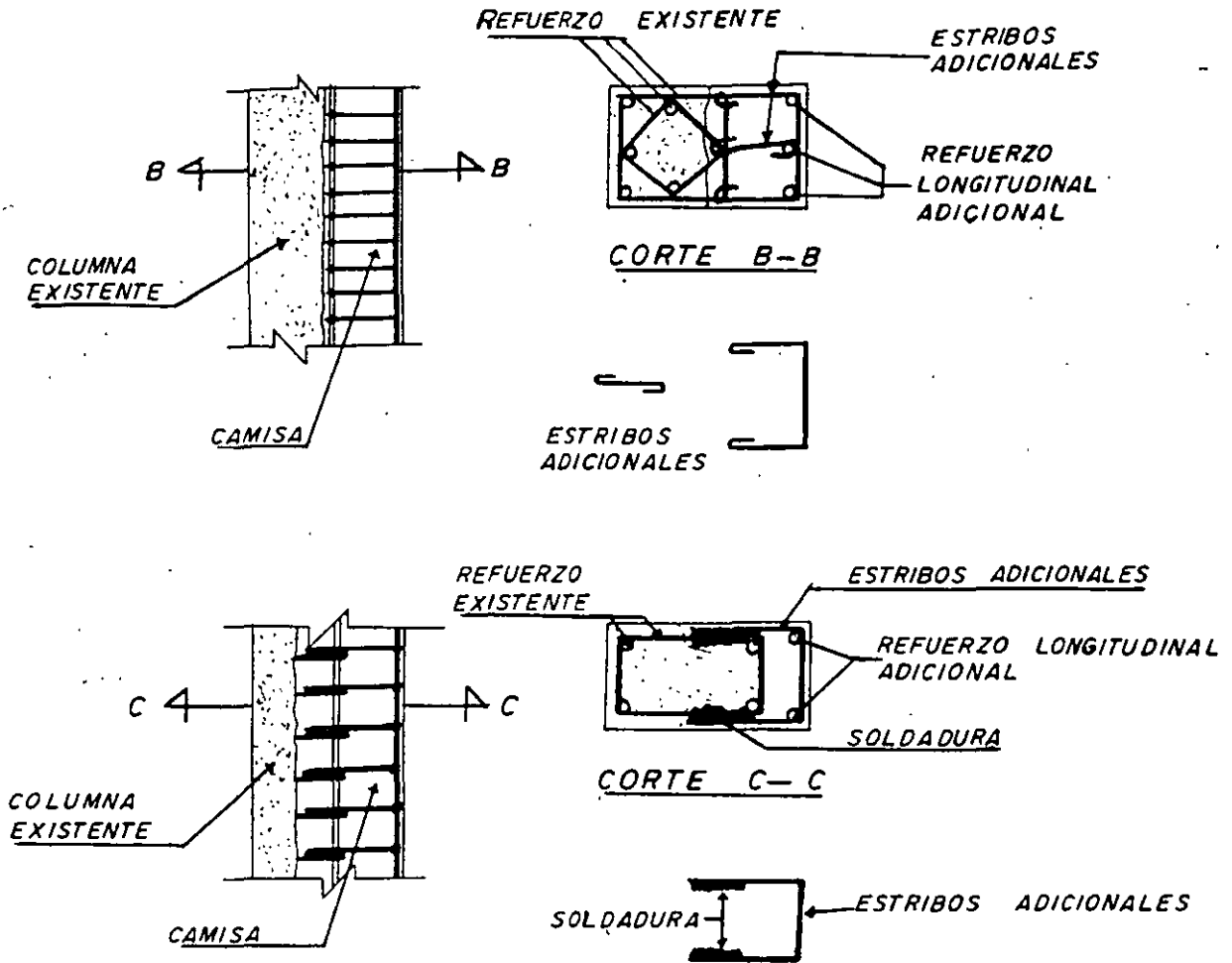


Fig. IV.2 Técnicas para encamisado de columnas con concreto reforzado.

Cuatro columnas de concreto reforzado de sección cuadrada fueron probadas en la Universidad de Canterbury, Nueva Zelanda - bajo carga de compresión y carga cíclica lateral simulando un sismo severo para investigar técnicas de reparación y reforzamiento. Las columnas originales eran cuadradas de 350 mm de lado. Dos columnas fueron probadas, reparadas y reforzadas con encamisado y nuevamente probadas. El encamisado y reforzado pa

ra las dos restantes, se hizo y después fueron probadas. El encofrado consistió en un sobreespesor de 100 mm. de concreto y nuevo refuerzo longitudinal acoplado fuera de la región de articulación plástica, para que al alcanzarse la resistencia a flexión de la columna, pudiera controlar su esfuerzo de fluencia. El nuevo refuerzo transversal en la camisa se colocó para confinar el concreto, para prevenir el pandeo prematuro de las varillas longitudinales y para dar un refuerzo adecuado por cortante. En la figura, se presentan las secciones de las columnas mencionadas que fueron probadas.

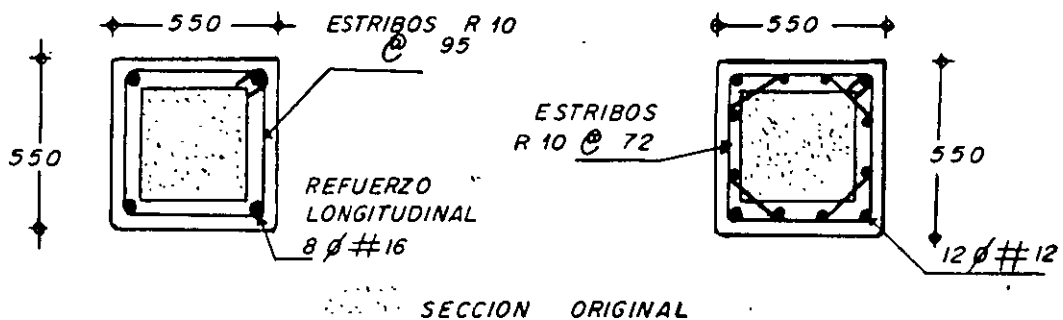


Fig. IV.3 Dimensiones y detalles de las columnas reforzadas con camisas de concreto reforzado que se probaron en la Universidad de Cambridge.

Los resultados de las pruebas mostraron que las columnas originales carecían de adherencia adecuada entre las varillas longitudinales lisas y el concreto, lo cual originó una reducción de rigidez en las fases iniciales de las pruebas. Las columnas originales, también mostraron una capacidad de ductilidad y una energía de disipación relativamente bajas, así como una in-

portante reducción de resistencia al final de la prueba. Las columnas encamisadas mostraron aumentos significativos de resistencia y rigidez lateral, comparadas con las columnas originales, mejorando las capacidades disponibles de ductilidad y energía de disipación. La comparación de las gráficas de histéresis medidas para los cuatro especímenes, indicó que los daños previos tuvieron poco efecto en el comportamiento de las columnas después del reforzamiento con encamisado. Los resultados mostraron que la técnica de reforzamiento con encamisado probada, mejora significativamente el comportamiento sísmico de columnas típicas de concreto reforzado; empero, se observó que esta técnica de rehabilitación es sumamente laboriosa.

(b) Camisas delgadas de acero soldadas en sitio

El refuerzo de confinamiento y por cortante puede proporcionarse en columnas circulares existentes rodeando las zonas de posibles articulaciones plásticas con camisas de acero delgadas soldadas en sitio. La camisa de acero se construye de tamaño ligeramente mayor, en dos mitades semicirculares que se sueldan de abajo hacia arriba, en juntas verticales.

La holgura entre la camisa de acero y la columna se llena posteriormente a presión con un mortero de cemento que contiene

una pequeña cantidad de aditivo expansor reductor de agua. La sección de una columna circular rehabilitada se muestra en la figura siguiente. La columna original era de 610 mm de diámetro y se le cubrió con una camisa de acero circular formada por una placa de 4.8 mm de espesor, colocada de modo que el espesor del mortero fuera de 6.4 mm.

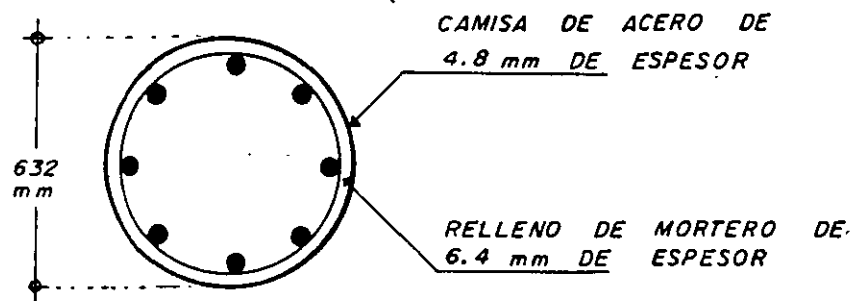


Fig. IV.4 Sección de una columna circular rehabilitada con una camisa delgada de acero, circular.

La acción de confinamiento de una camisa circular, se ilustra en la siguiente figura. Cuando el concreto comprimido intenta expandirse, a medida que la columna se aproxima a su resistencia a flexión, la camisa queda sujeta a una tensión circunferencial y aplica una presión radial de confinamiento al concreto.

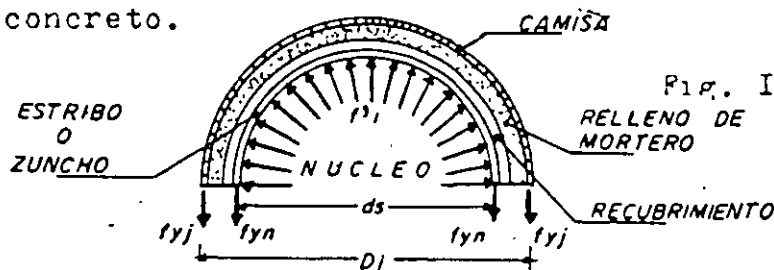


Fig. IV.5 Acción confinante de una camisa circular de acero.

Para columnas rectangulares, una camisa de acero delgada podría no ser efectiva; ya que el confinamiento se aplicaría principalmente en las esquinas de la columna. Esto se debe a que los lados de la camisa se flexionarían hacia afuera al ocurrir la dilatación del concreto. Empero, si se rodea la columna rectangular con una camisa de acero elíptica, un confinamiento continuo puede lograrse en ambas direcciones de la columna.

La gran holgura entre la camisa elíptica y la columna rectangular se llena con un concreto normal, como se puede apreciar en la figura de abajo.

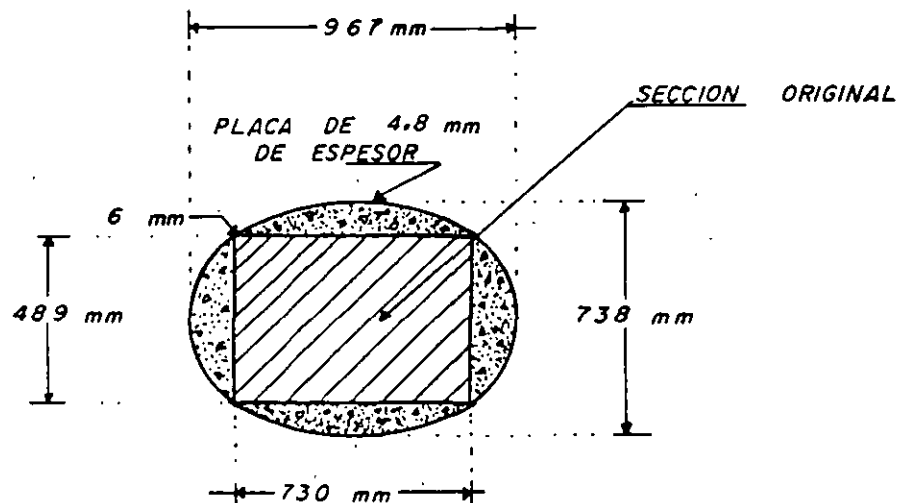


Fig.IV.6 Sección de una columna rectangular rehabilitada con una camisa elíptica delgada de acero.

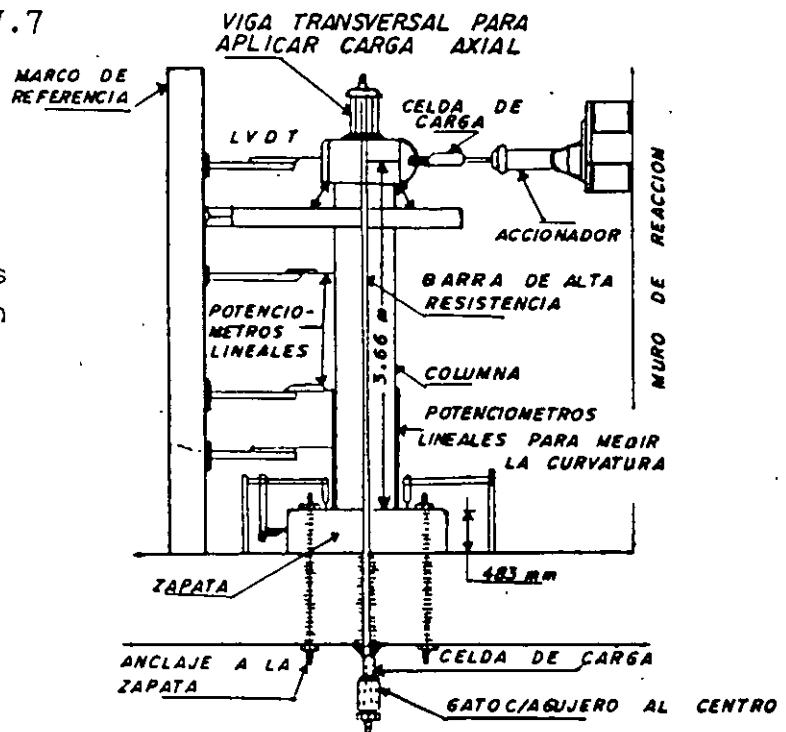
Es evidente que una camisa delgada de acero de forma apropiada, actúa como un medio extremadamente eficiente de confina-



miento lateral, aumentando la deformación última de compresión del concreto y restringiendo el pandeo de las varillas de refuerzo longitudinal. La presión confinante disponible en la zona de articulación plástica también puede prevenir la falla por adherencia de uniones empalmadas, las columnas que carecen de un adecuado refuerzo transversal para resistencia a cortante pueden también rehabilitarse usando camisas delgadas de acero. La camisa de acero, puede diseñarse para aumentar la resistencia al corte de las columnas por encima de la resistencia a flexión, evitando de este modo, la falla frágil por cortante. Así, para verificar la efectividad de varias técnicas de rehabilitación y mejorar el comportamiento de columnas en puentes, se ha estado realizando un programa de pruebas en la Universidad de California en San Diego, en columnas en voladizos dispuestas como se

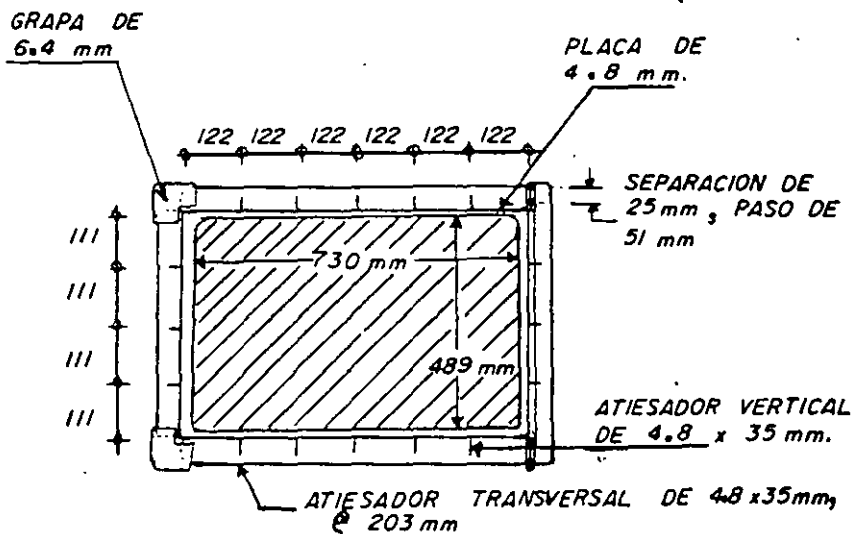
mostró en la fig. IV.7

Fig. IV.7  
Disposición de las pruebas de flexión en la Universidad de California.

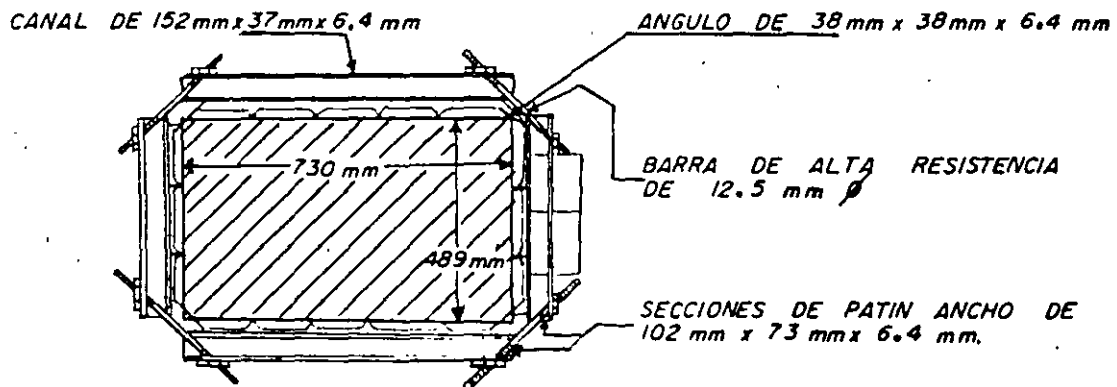


## (c) Otros métodos de rehabilitación en columnas

Otros métodos alternativos para rehabilitar columnas rectangulares pueden utilizar camisas rectangulares de acero rigidizadas con marcos formados por canales de acero. Las camisas ilustradas a continuación, han resultado satisfactorias sólo parcialmente.



(a) COLUMNA CON CAMISA RECTANGULAR DE ACERO ATIESADA.



(b) COLUMNA CON CAMISA FORMADA CON CANALES DE ACERO.

Fig. IV.8

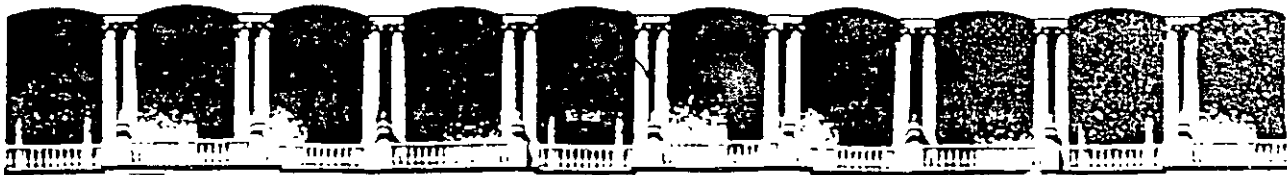
Columnas de sección rectangular rehabilitadas con camisas rectangulares de acero atiesadas o con camisas formadas con canales de acero.

La camisa delgada elíptica de acero constituye el mejor método de rehabilitación. Las camisas rectangulares de acero rigidizadas con marcos de canales son más caras, menos efectivas y más antiestéticas por lo que no se recomienda usarlas.

Otros métodos de rehabilitación que se han probado han sido la aplicación de un confinamiento activo con acero de pres--fuerzo enrollado bajo tensión alrededor de las zonas de articulaciones plásticas potenciales ó mediante camisas compuestas de fibra de vidrio y epóxicos que rodean columnas circulares. Estas camisas se expanden inyectando mortero a presión, para inducir una presión activa permanente. Estos dos métodos han producido mejoras en la ductilidad, equivalentes a las proporciones por las camisas circulares de acero y pueden resultar económicamente viables.

#### IV.4 CONCLUSION.

En conclusión, puede afirmarse que existen actualmente -- técnicas confiables para la rehabilitación de las columnas de las subestructuras de puentes existentes y que sería recomendable que se aplicaran a los puentes de nuestro país, especialmente a aquéllos que se ubican en zonas de alto riesgo sísmico.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.  
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

**CURSOS INSTITUCIONALES**

**INSPECCION, MANTENIMIENTO Y REHABILITACION DE PUENTES**

del 27 de octubre al 7 de noviembre de 1997

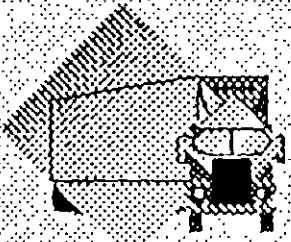
I. M. T.

**REPARACION DE SUBESTRUCTURAS**

Ing. I. Enrique Hernández Quinto

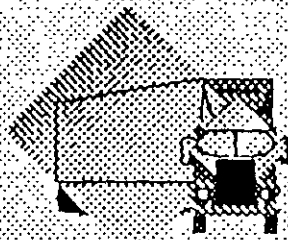
Palacio de Minería

1997

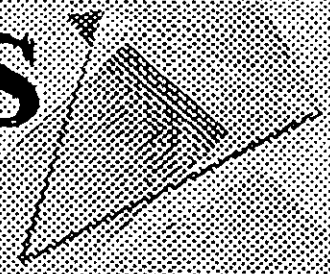


# REPARACION DE SUBESTRUCTURAS

ING. I. ENRIQUE HERNANDEZ QUINTO



# REPARACION DE SUBESTRUCTURAS



ING. I. ENRIQUE HERNANDEZ QUINTO

# **SUBESTRUCTURA**

**Es la parte del puente que trasmite las acciones de la superestructura a la cimentación**

- △ ESTRIBOS
- △ CABALLETES
- △ PILAS
- △ PILONES

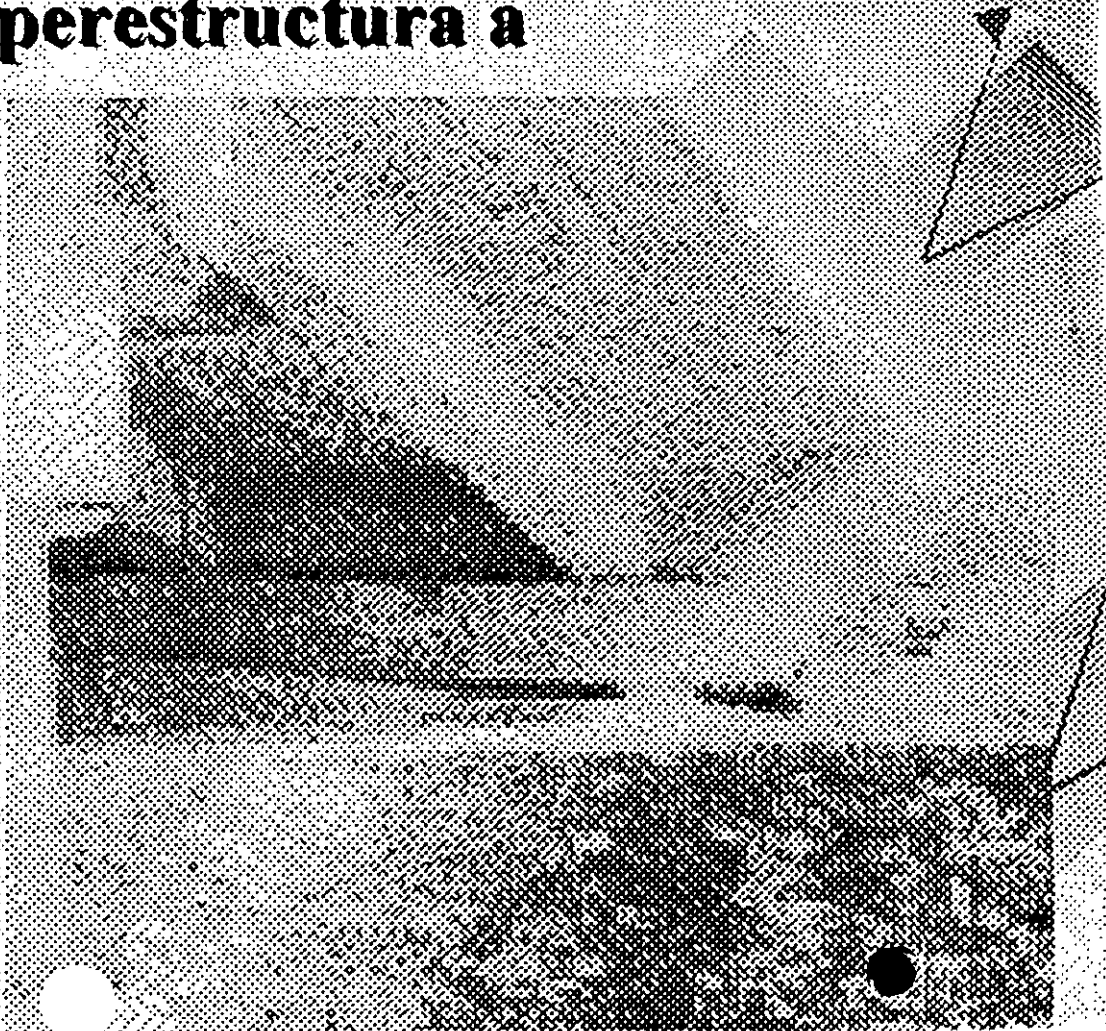




# SUBESTRUCTURA

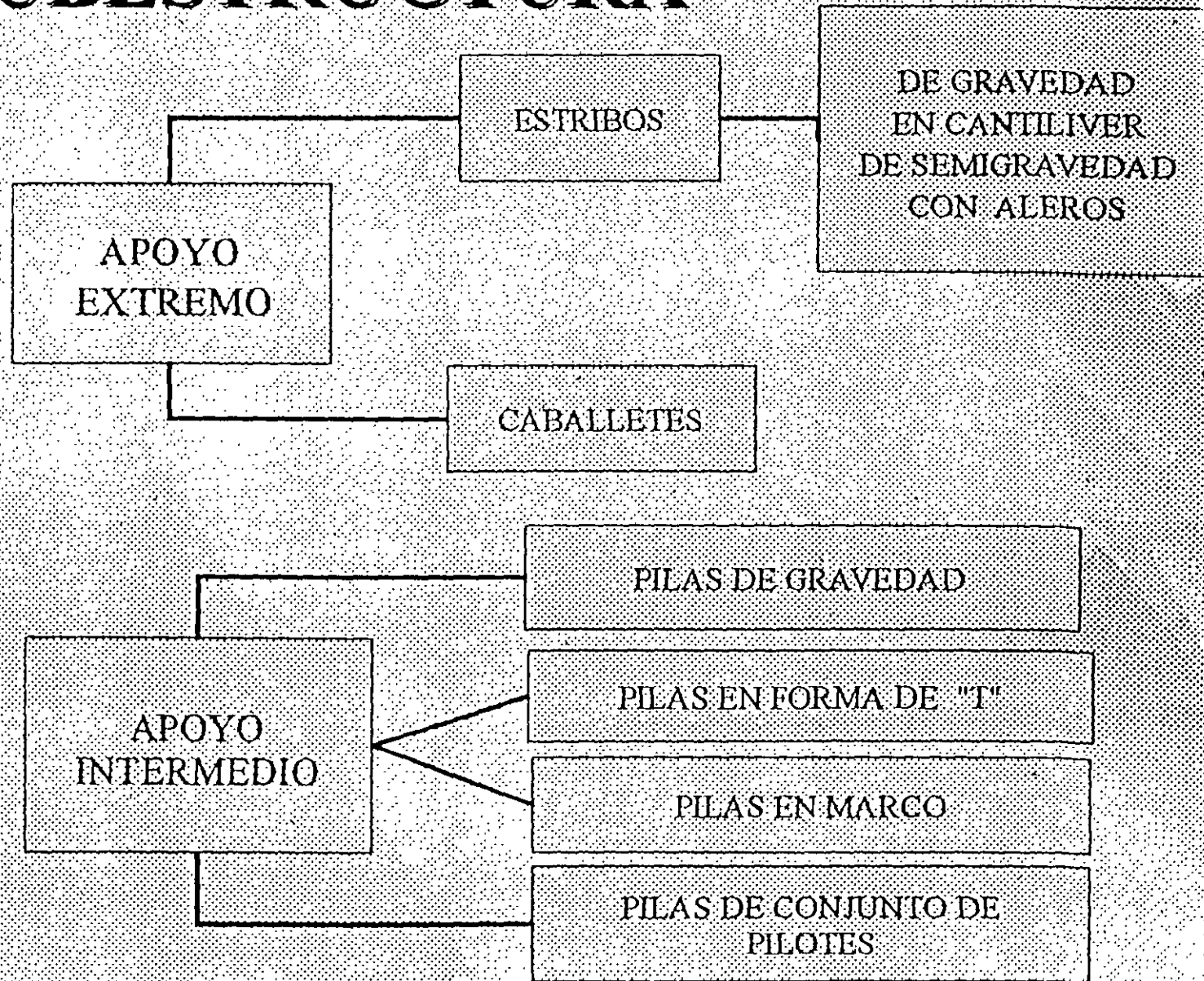
Es la parte del puente que trasmite las acciones de la superestructura a la cimentación

- ▷ ESTRIBOS
- ▷ CABALLETES
- ▷ PILAS
- ▷ PILONES

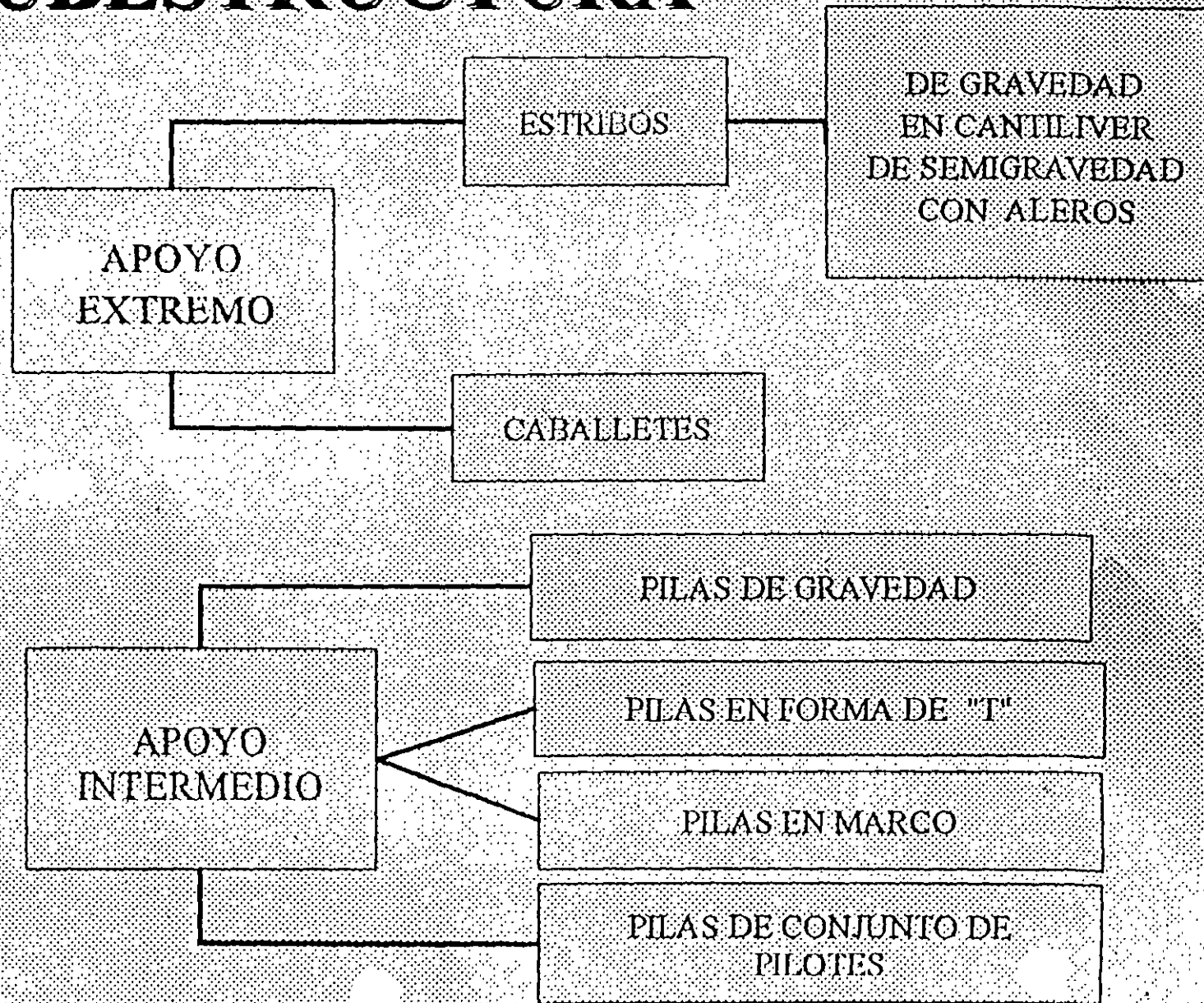




# SUBESTRUCTURA



# SUBESTRUCTURA



# DAÑOS COMUNES

ORIGEN  
DE  
DAÑOS

```
graph TD; A[ORIGEN DE DAÑOS] --> B[RELACIONADOS CON EL TERRENO]; A --> C[RELACIONADOS CON EL AGUA]; A --> D[CARGAS EXTERNAS]; A --> E[DETERIORO POR EL MEDIO AMBIENTE];
```

RELACIONADOS  
CON  
EL TERRENO

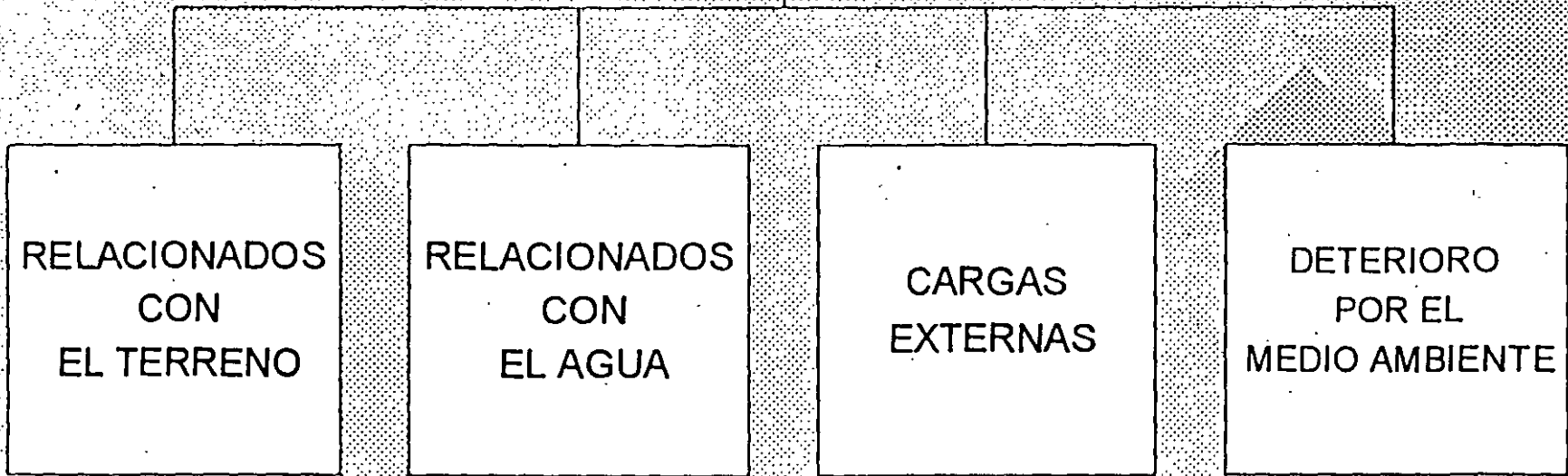
RELACIONADOS  
CON  
EL AGUA

CARGAS  
EXTERNAS

DETERIORO  
POR EL  
MEDIO AMBIENTE

# DAÑOS COMUNES

ORIGEN  
DE  
DAÑOS



# **RELACIONADOS CON EL TERRENO**

- ▷ ACCION SISMICA
- ▷ DESLIZAMIENTO DEL TERRENO
- ▷ HUNDIMIENTOS



# RELACIONADOS CON EL TERRENO

- ▷ ACCION SISMICA
- ▷ DESLIZAMIENTO DEL TERRENO
- ▷ HUNDIMIENTOS

# RELACIONADOS CON EL AGUA

- ▷ EROSION POR AVENIDAS
- ▷ IMPACTOS POR MAREAS

# RELACIONADOS CON EL AGUA

- △ EROSION POR AVENIDAS
- △ IMPACTOS POR MAREAS

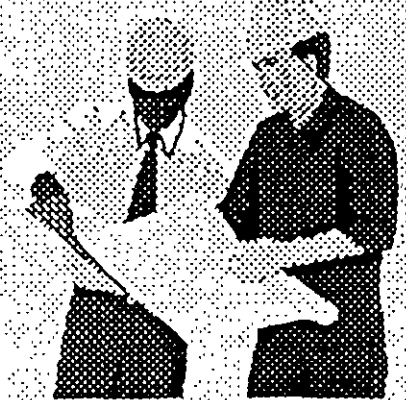


# CARGAS EXTERNAS

- △ IMPACTO DE TRANSPORTES MARITIMOS
- △ VIENTO
- △ IMPACTO VEHICULAR
- △ TEMPERATURA
- △ TALUDES
- △ HIELO

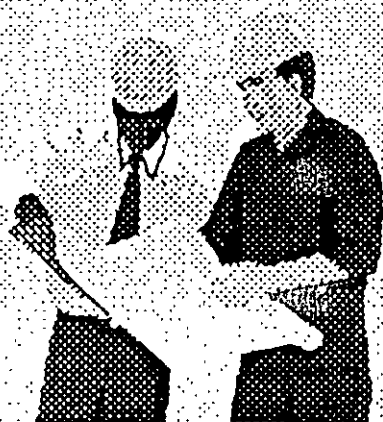
# CARGAS EXTERNAS

- △ IMPACTO DE TRANSPORTES MARITIMOS
- △ VIENTO
- △ IMPACTO VEHICULAR
- △ TEMPERATURA
- △ TALUDES
- △ HIELO



# REPARACIONES DE DAÑOS ORIGINADOS POR EL TERRENO

REPARACION DE SUBESTRUCTURA



# REPARACIONES DE DAÑOS ORIGINADOS POR EL TERRENO

REPARACION DE SUBESTRUCTURA





# REPARACION DE DAÑOS ORIGINADOS POR EL AGUA

REPARACION DE SUBESTRUCTURAS



# REPARACION DE DAÑOS ORIGINADOS POR EL AGUA

REPARACION DE SUBESTRUCTURAS



# REPARACION DE DAÑOS ORIGINADOS POR CARGAS EXTERNAS

REPARACION DE SUBESTRUCTURAS



# REPARACION DE DAÑOS ORIGINADOS POR CARGAS EXTERNAS

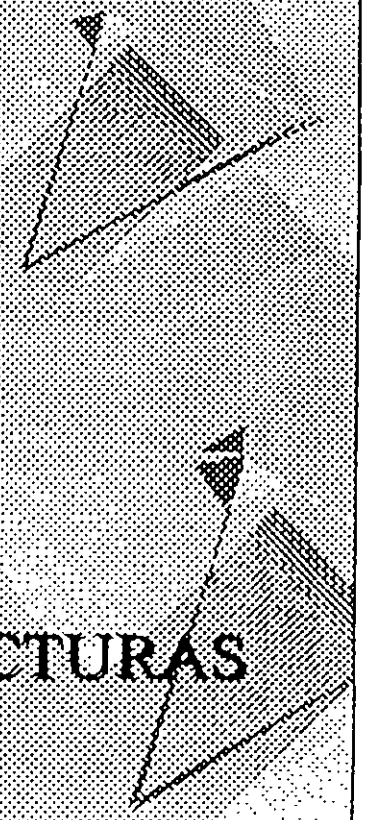
REPARACION DE SUBESTRUCTURAS





# **REPARACION DE DAÑOS CAUSADOS POR EL MEDIO AMBIENTE**

**REPARACION DE SUBESTRUCTURAS**





# REPARACION DE DAÑOS CAUSADOS POR EL MEDIO AMBIENTE

REPARACION DE SUBESTRUCTURAS



FIG. IV.47 METODO DE ELECTRODO POSITIVO

FUENTE DE PODER DE CORRIENTE DIRECTA

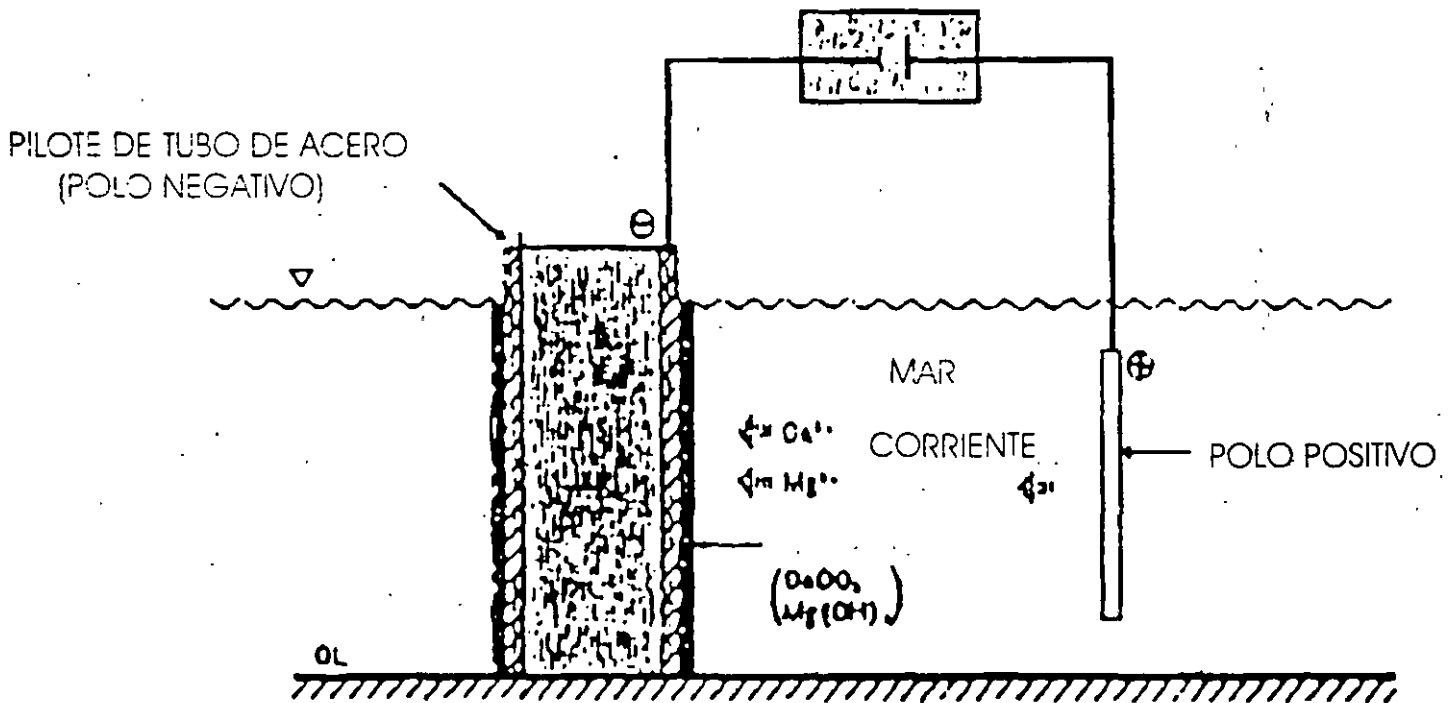


FIG. IV.47 METODO DE ELECTRODO POSITIVO

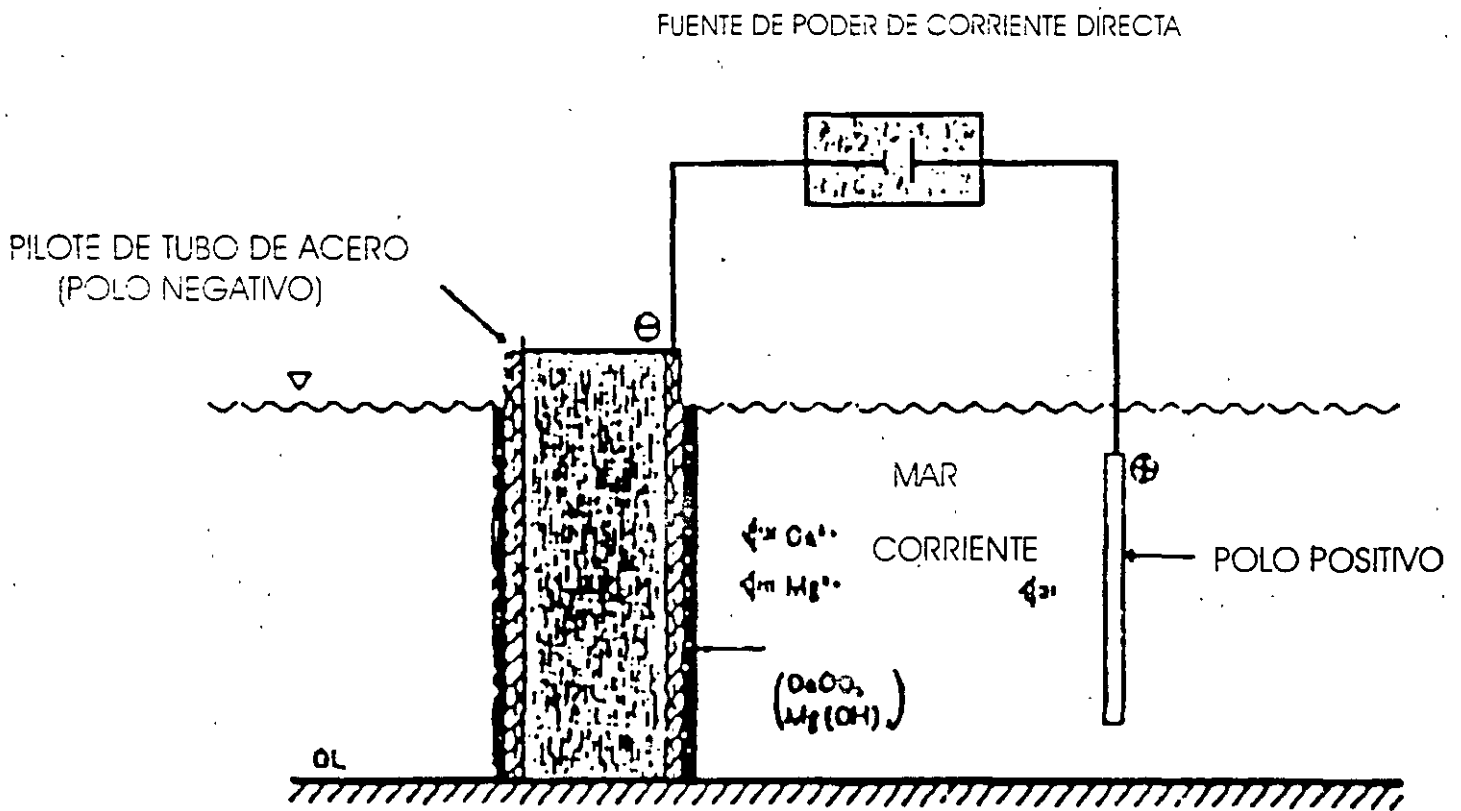


FIG. IV.43 PROTECCION CATODICA USANDO ANODOS SIMPLES

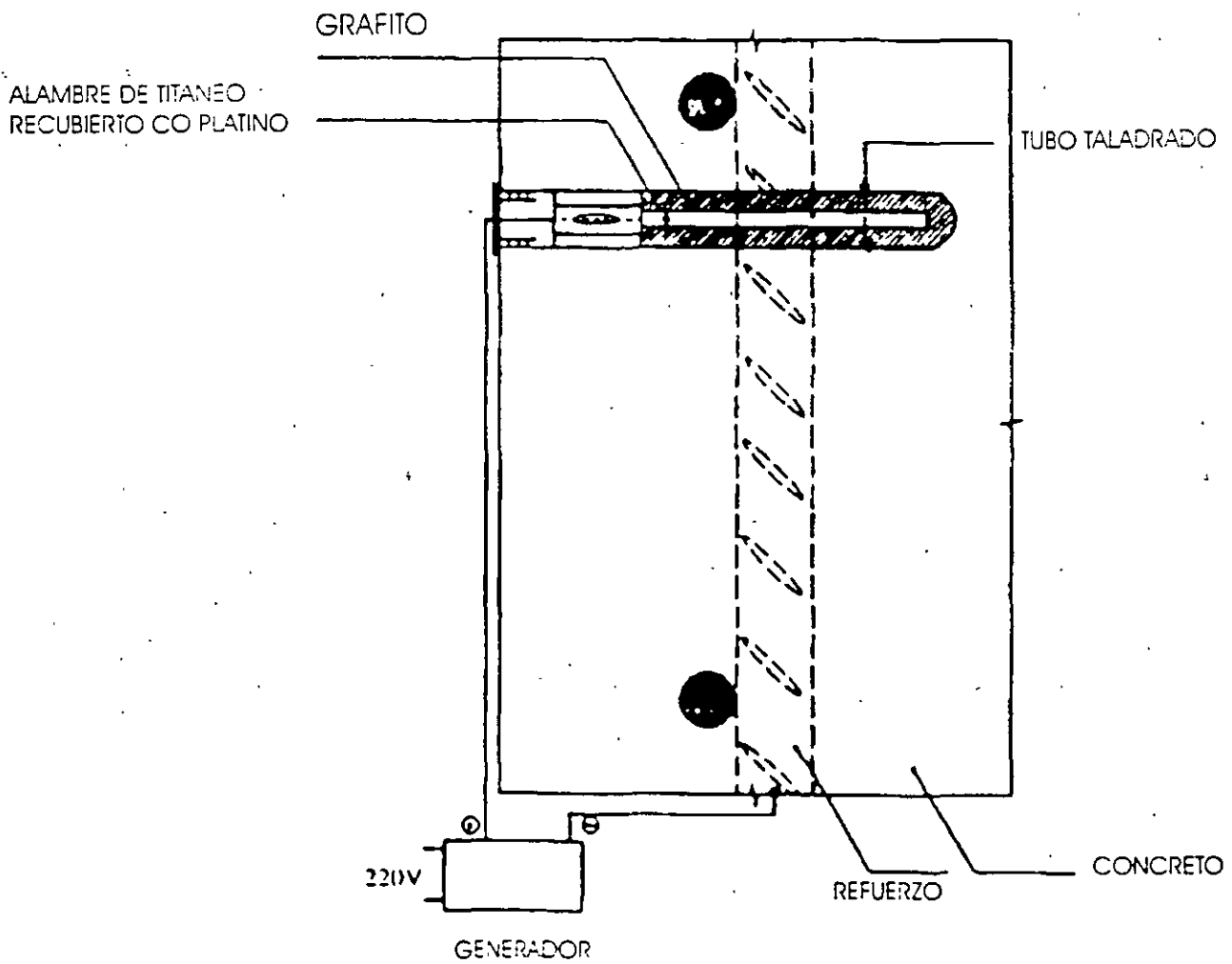


FIG. IV.43 PROTECCION CATODICA USANDO ANODOS SIMPLES

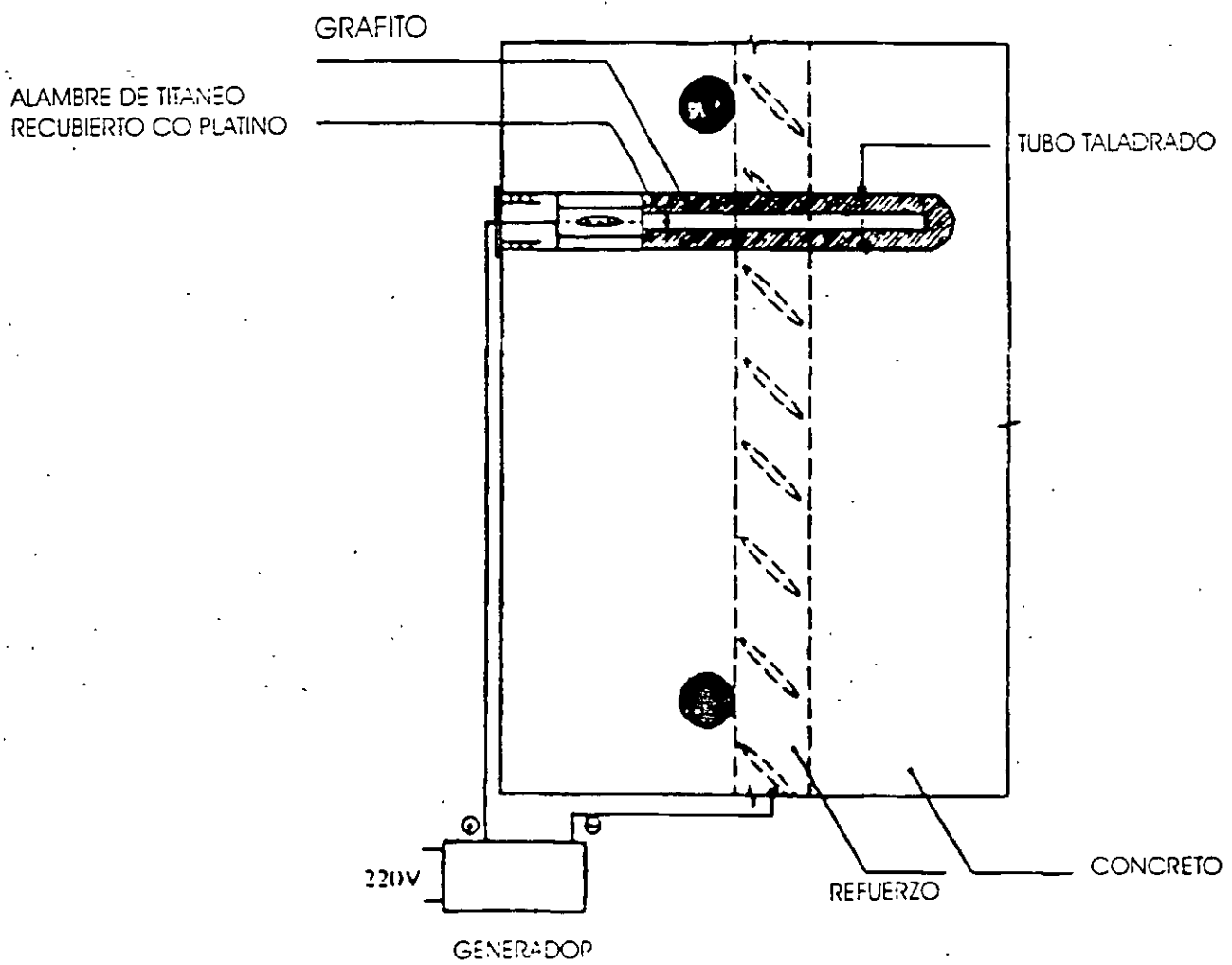


FIG. IV.49 EMPALME DE PILOTES

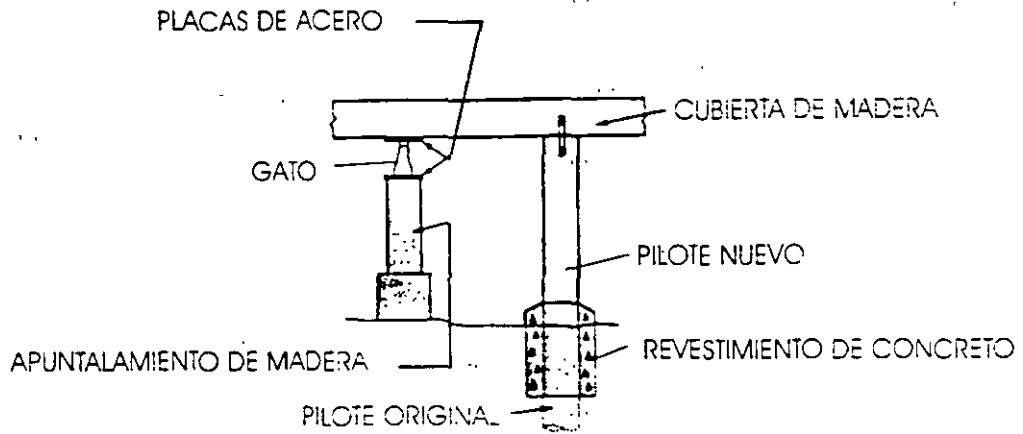


FIG. IV.50 REMOZAMIENTO DE MAMPOSTERIA CON MORTERO

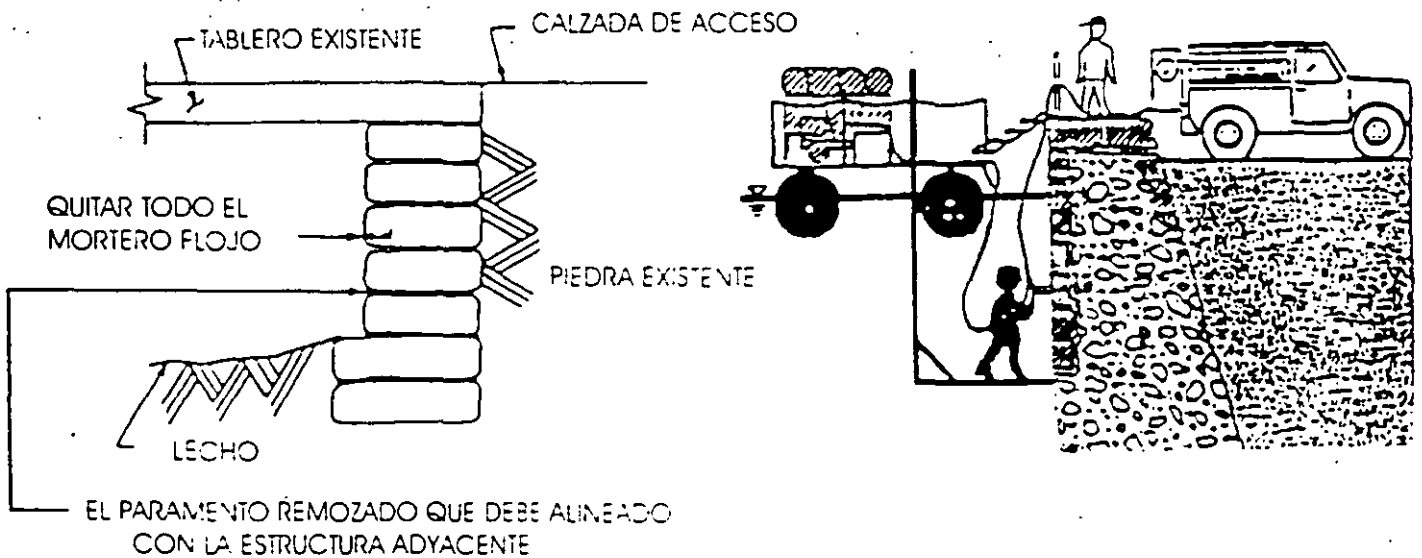


FIG. IV.49 EMPALME DE PILOTES

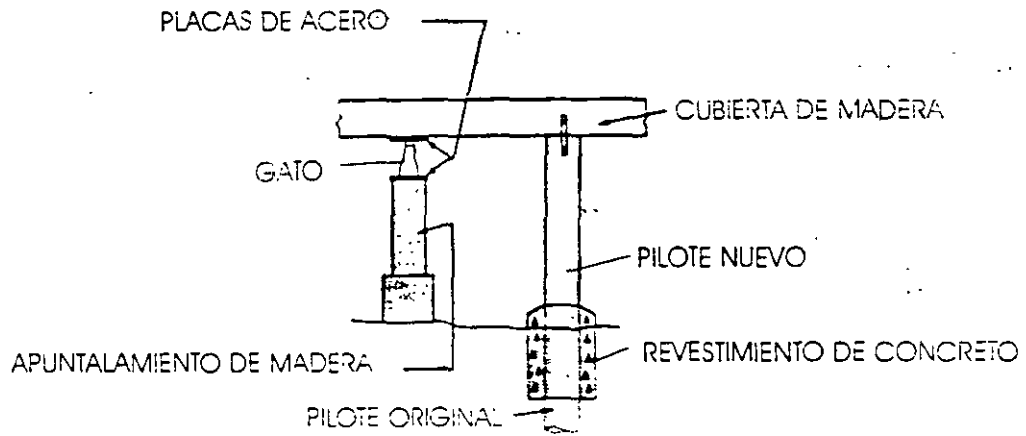


FIG. IV.50 REMOZAMIENTO DE MAMPOSTERIA CON MORTERO

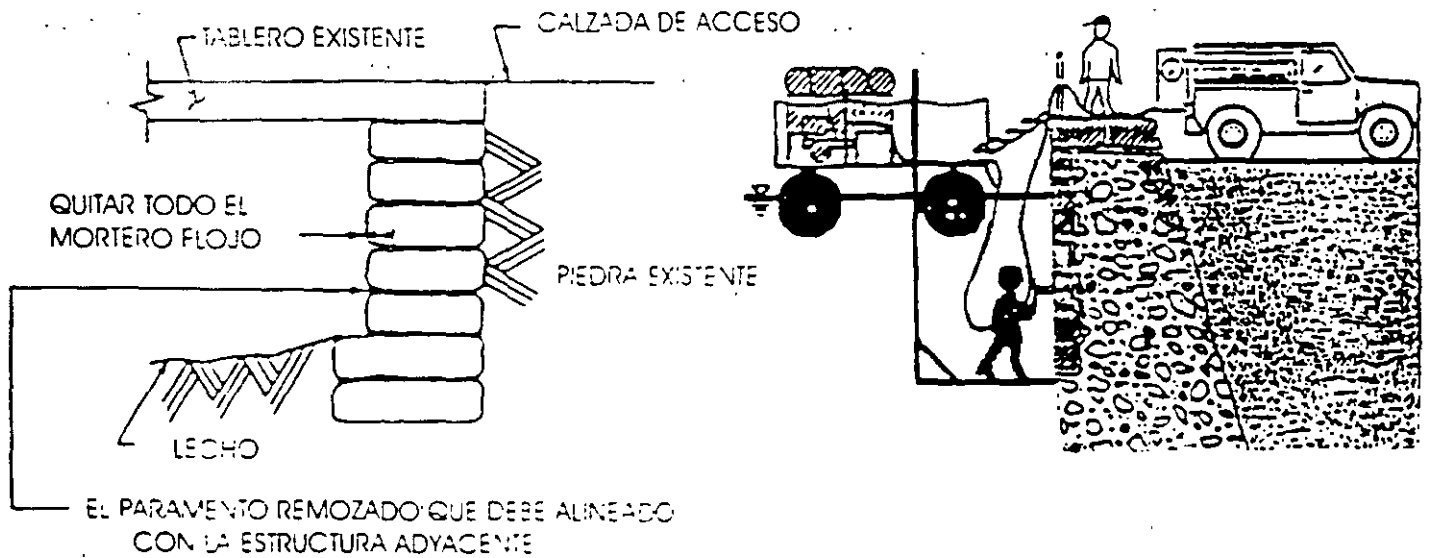




FIG. IV.41 RELLENO DE MORTERO

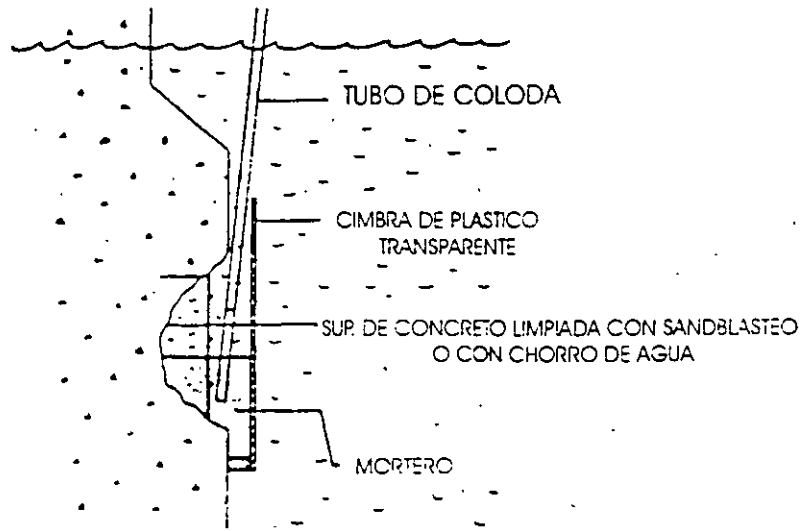


FIG. IV.42 REPARACION DE UN APOYO USANDO CONCRETO PRECOMPACTADO

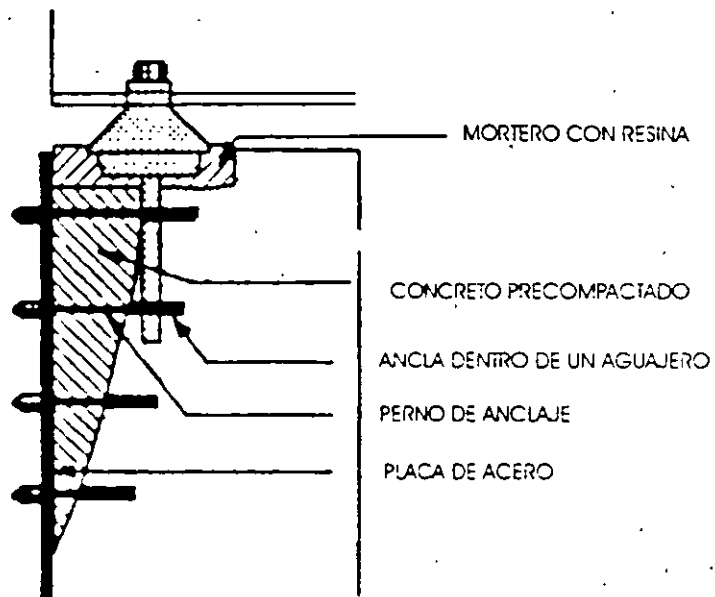


FIG. IV.41 RELLENO DE MORTERO

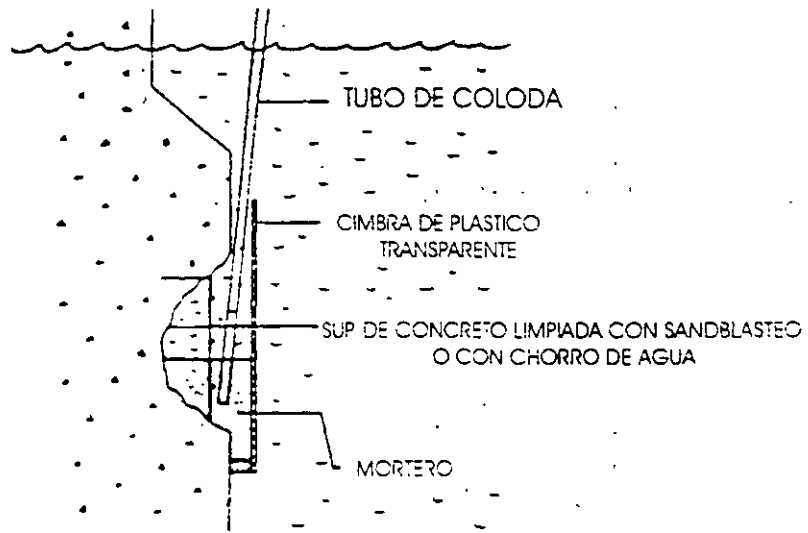


FIG. IV.42 REPARACION DE UN APOYO USANDO CONCRETO PRECOMPACTADO

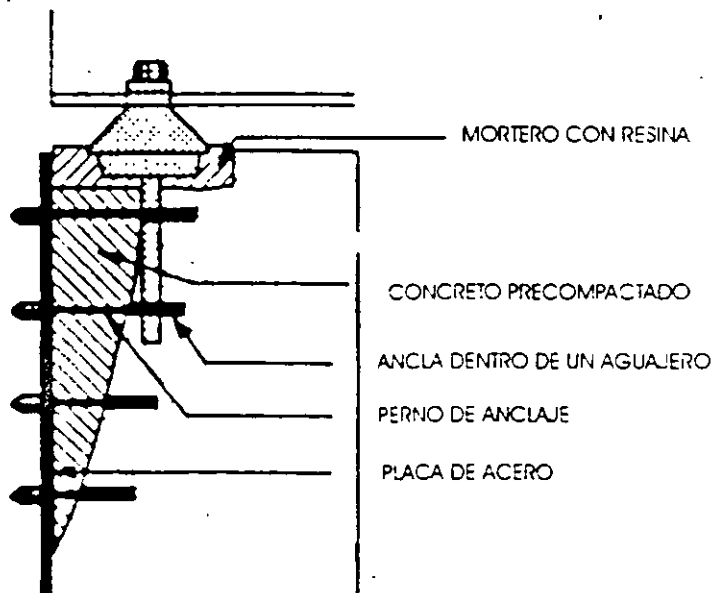


FIG. IV.40 AGRIETAMIENTO DEL CABEZAL DE UNA PILA DE CONCRETO

VISTA FRONTAL

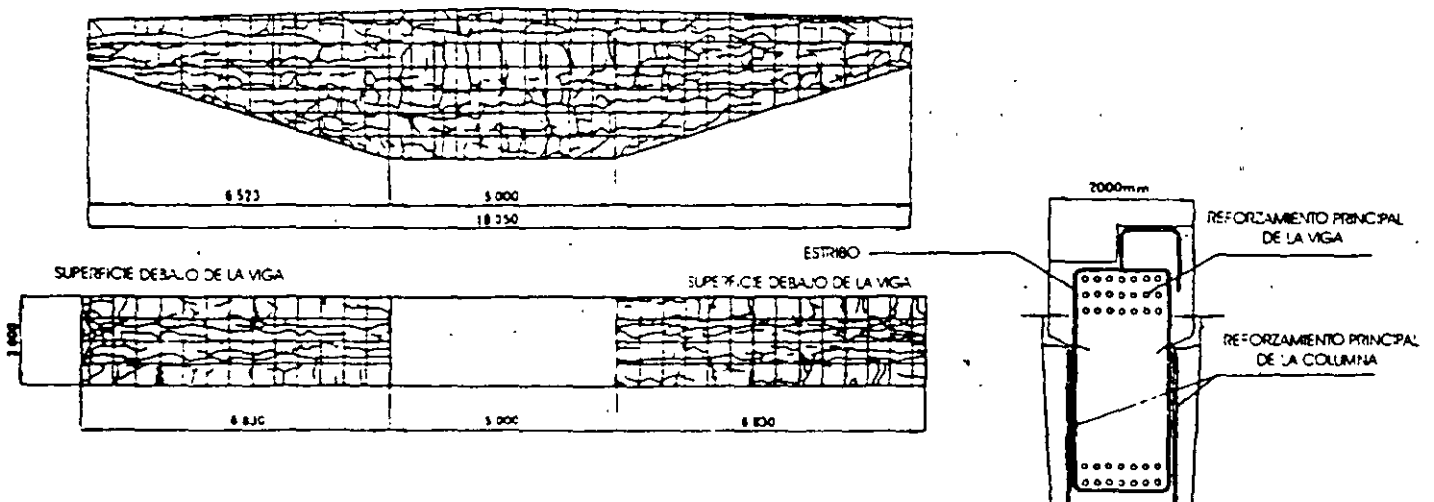


FIG. IV.40 AGRIETAMIENTO DEL CABEZAL DE UNA PILA DE CONCRETO

VISTA FRONTAL

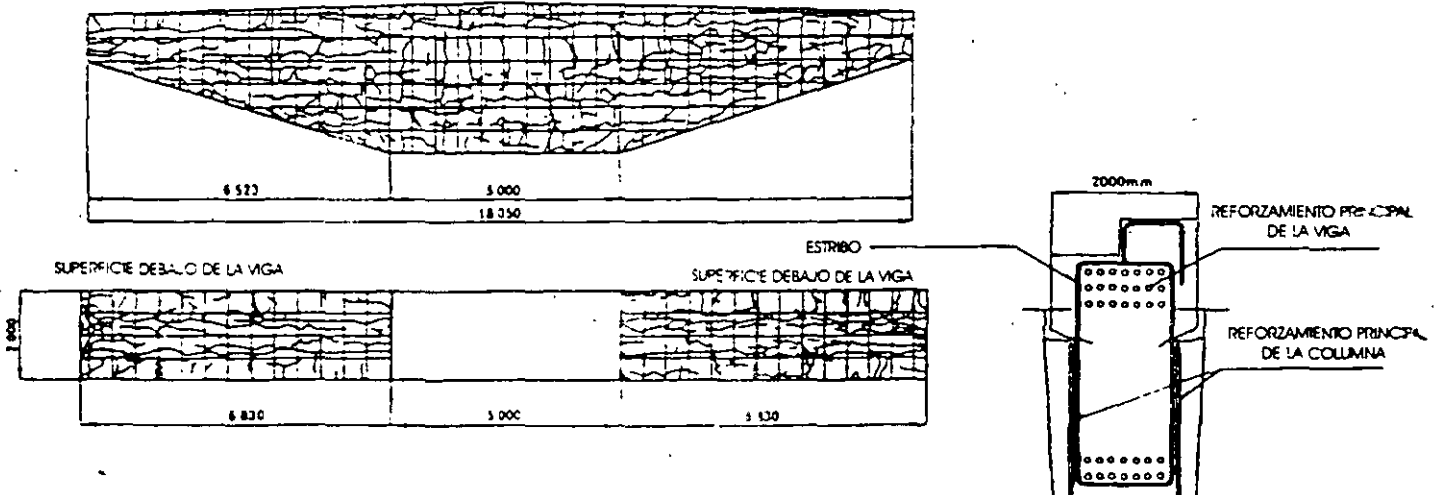
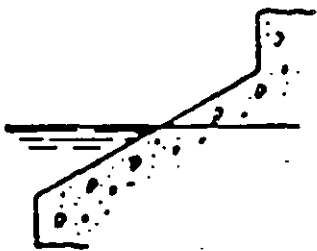
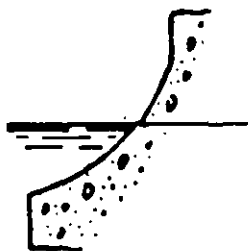


FIG. IV.38 PERFILES ROMPEHIELOS



PERFIL RECTO



PERFIL CURVO

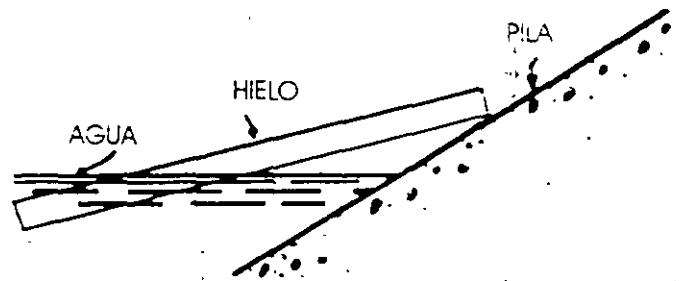
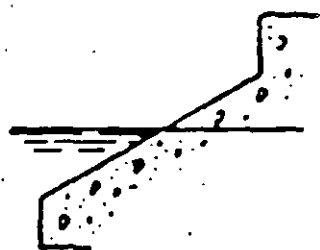
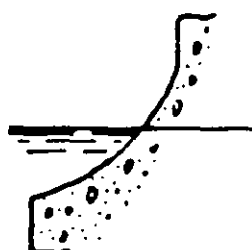


FIG. IV.38 PERFILES ROMPEHIELOS



PERFIL RECTO



PERFIL CURVO

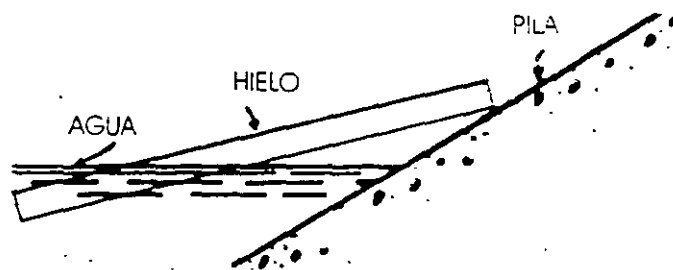


FIG. IV.37 BLOQUE DESPRENDIBLE

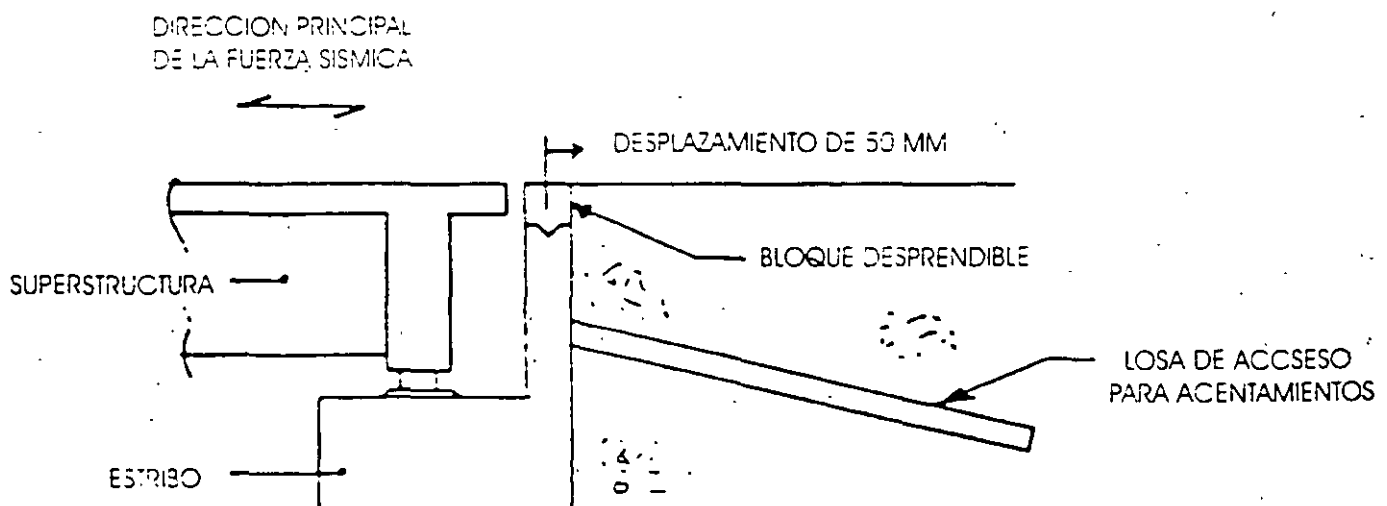


FIG. IV.37 BLOQUE DESPRENDIBLE

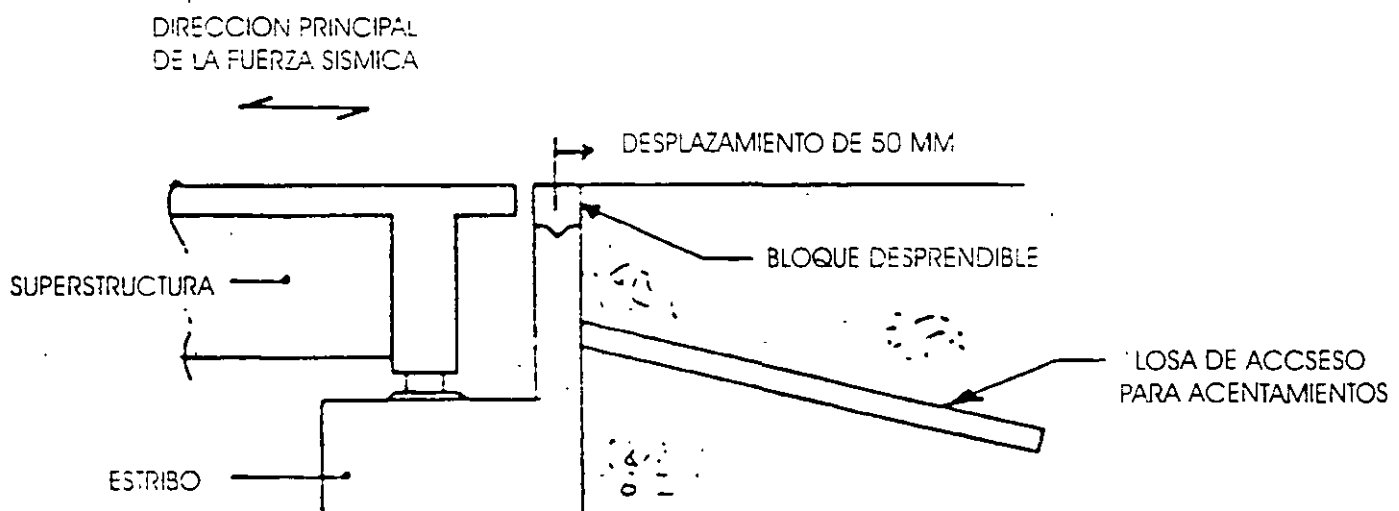




FIG. IV.36 REHABILITACION SISMICA DE PILAS SOBRE DOS CILINDROS DE CIMENTACION

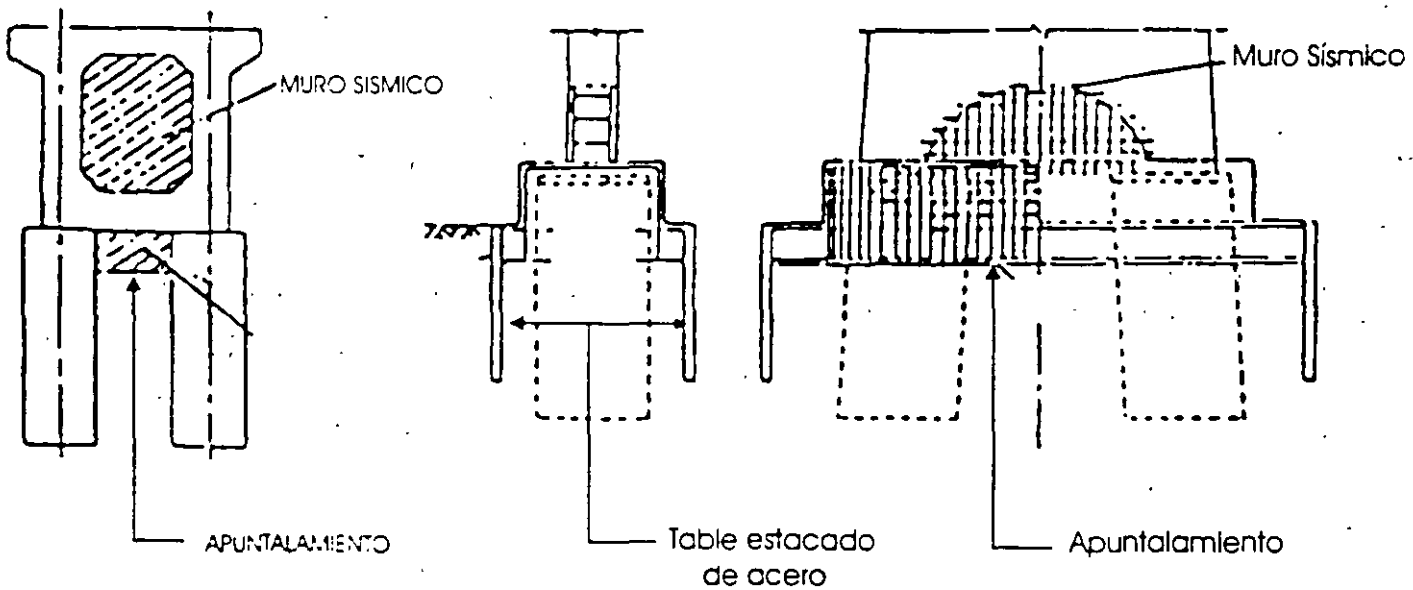
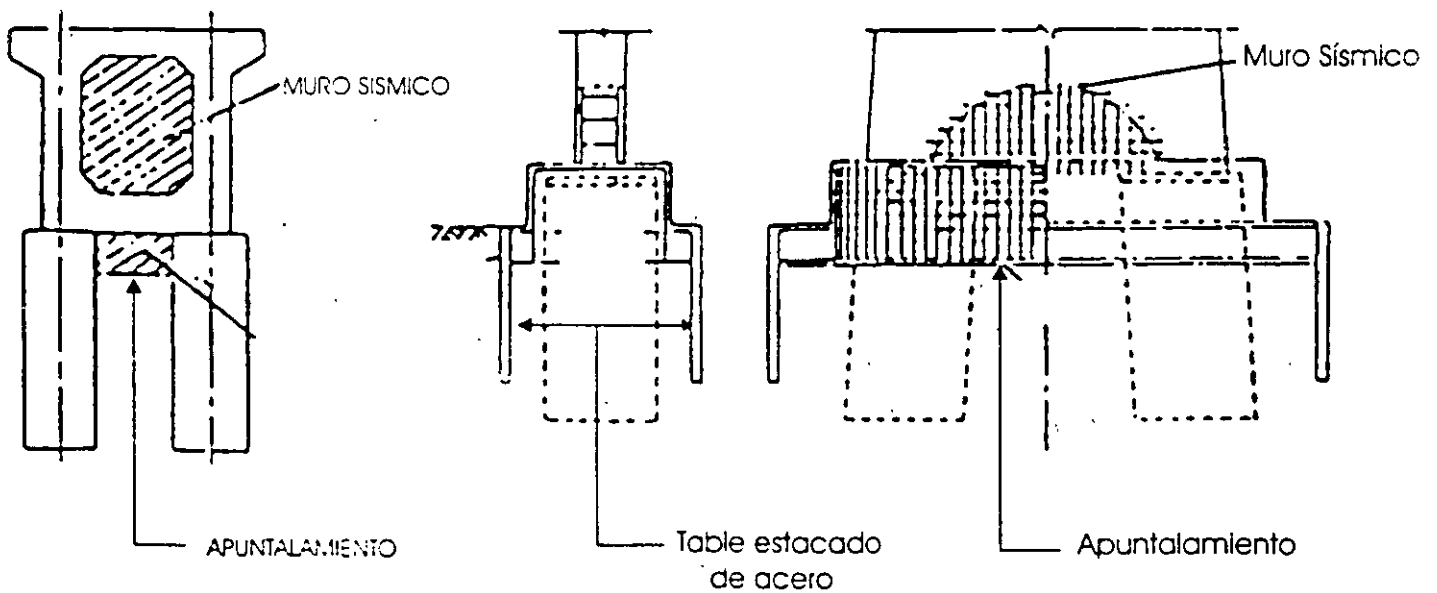
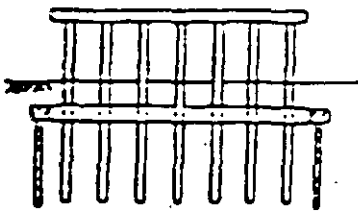


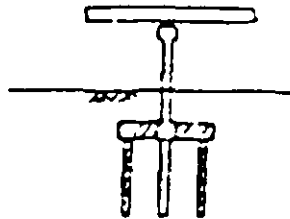
FIG. IV.36 REHABILITACION SISMICA DE PILAS SOBRE DOS CILINDROS DE CIMENTACION



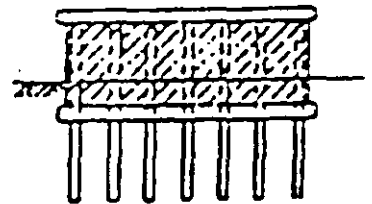
# FIG. IV.35. REHABILITACION SISMICA DE LAS PILAS FORMADAS POR CABALLETES PILOTEADOS



AÑADIDO DE PILOTES EN LA DIRECCION TRANSVERSA.

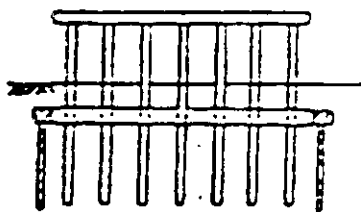


AÑADIDO DE PILOTES EN LA DIRECCION LONGITUDINAL

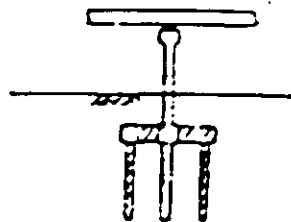


ENCAMISADO DE CONCRETO

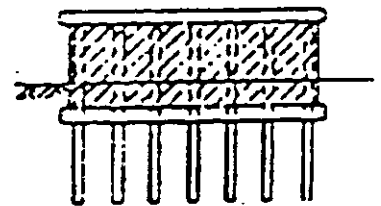
FIG. IV.35 REHABILITACION SISMICA DE LAS PILAS FORMADAS POR CABALLETES PILOTEADOS



AÑADIDO DE PILOTES EN LA DIRECCION TRANSVERSAL

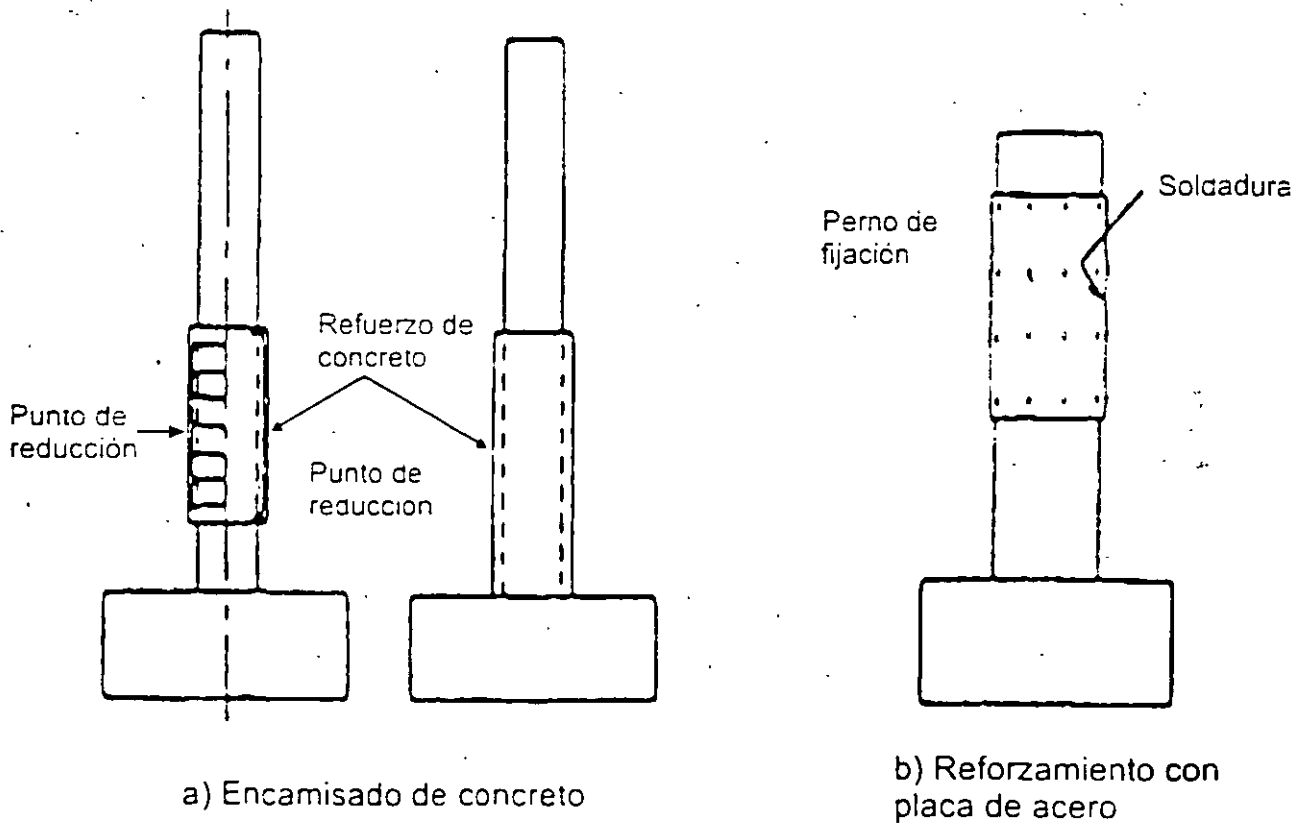


AÑADIDO DE PILOTES EN LA DIRECCION LONGITUDINAL

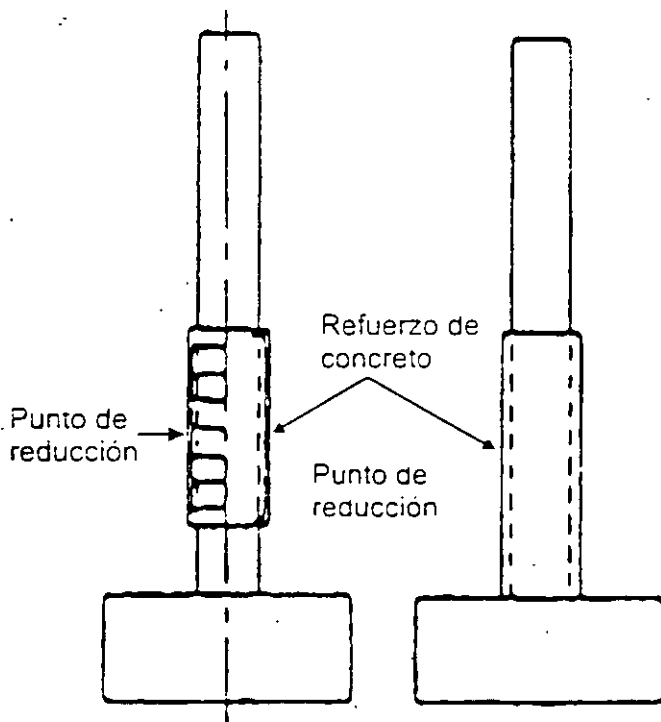


ENCAMISADO DE CONCRETO

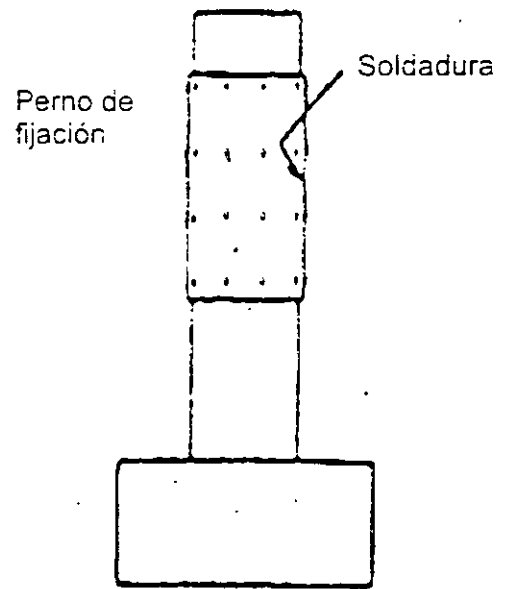
**FIG. 34.- REFORZAMIENTO DE PILAS DE CONCRETO EN ZONAS DONDE SE CORTA EL ACERO DE REFUERZO PRINCIPAL**



**FIG. 34.- REFORZAMIENTO DE PILAS DE CONCRETO EN ZONAS DONDE SE CORTA EL ACERO DE REFUERZO PRINCIPAL**

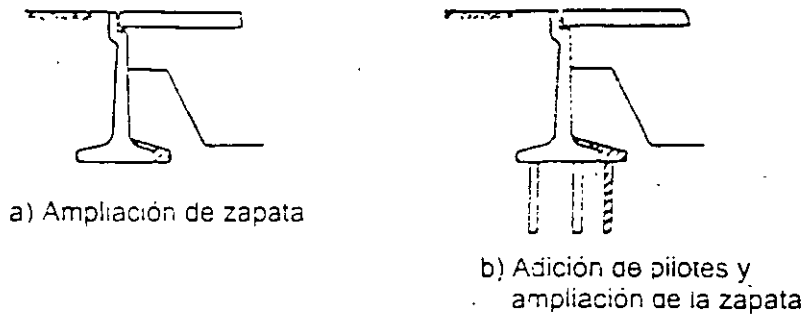


a) Encamisado de concreto

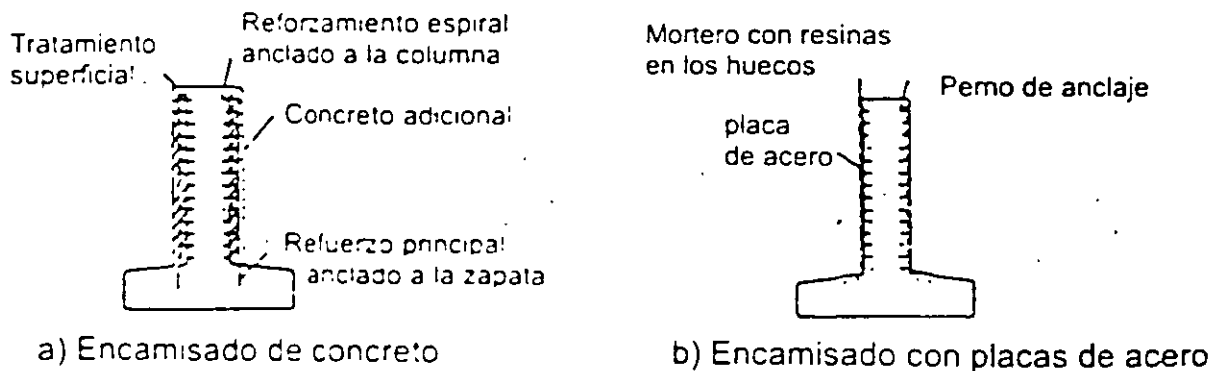


b) Reforzamiento con placa de acero

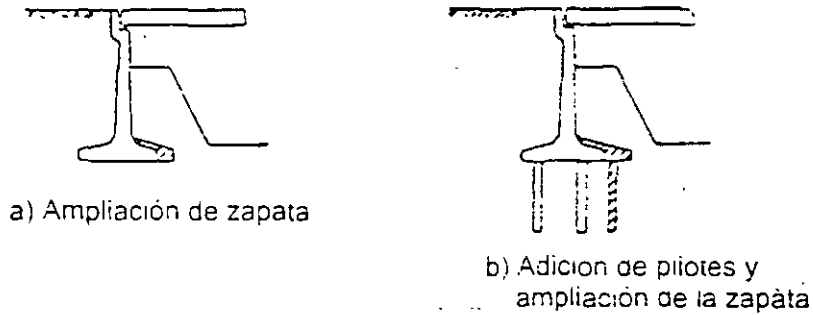
## FIG. IV.32.- REFORZAMIENTO SISMICO PARA CIMENTACIONES DE ESTRIBOS



## FIG. IV.33.- REFORZAMIENTO SISMICO PARA EL CUERPO DE UNA PILA DE CONCRETO



## FIG. IV.32.- REFORZAMIENTO SISMICO PARA CIMENTACIONES DE ESTRIBOS



## FIG. IV.33.- REFORZAMIENTO SISMICO PARA EL CUERPO DE UNA PILA DE CONCRETO

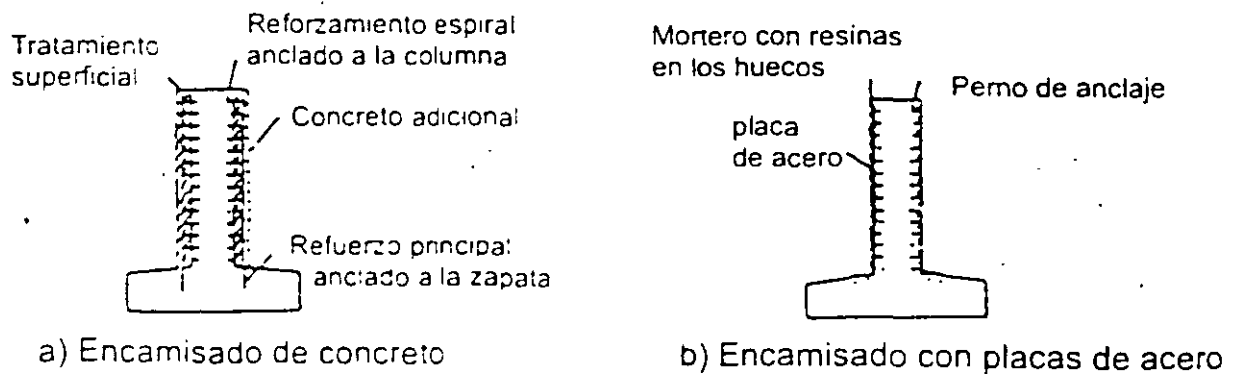
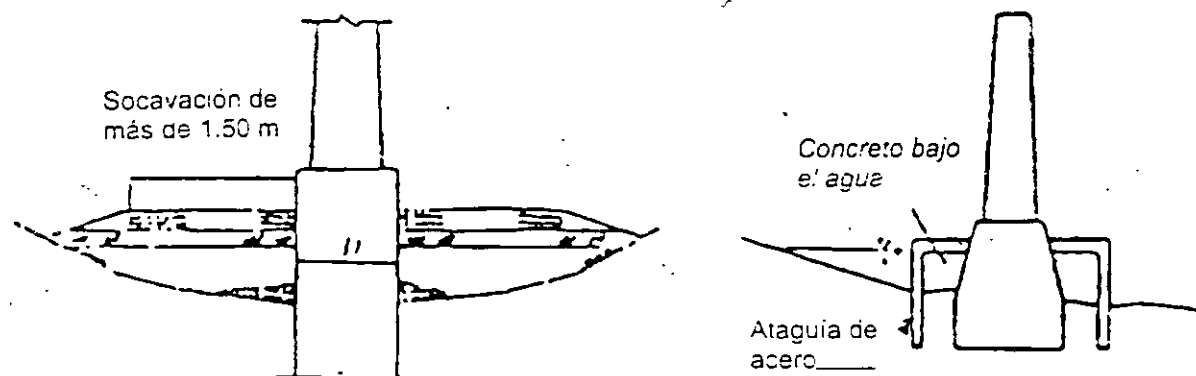
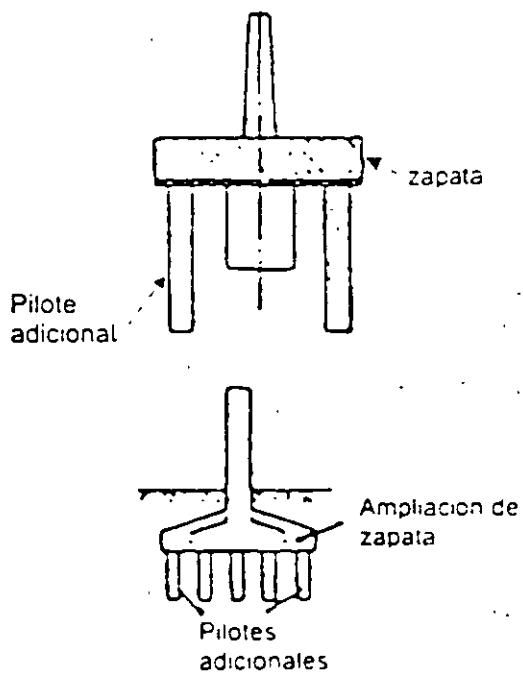




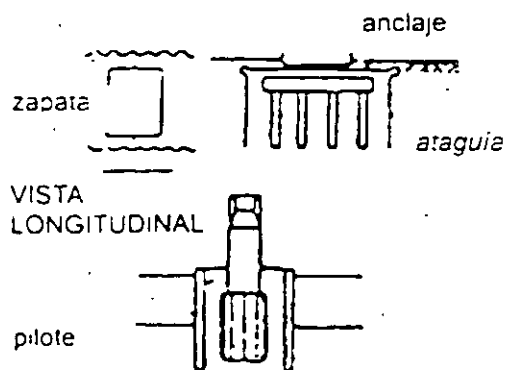
FIG. IV.31.- REFORZAMIENTO SISMICO PARA CIMENTACION DE PILAS



a) Protección de cimientos con piedraplenes ó con concreto bajo el agua

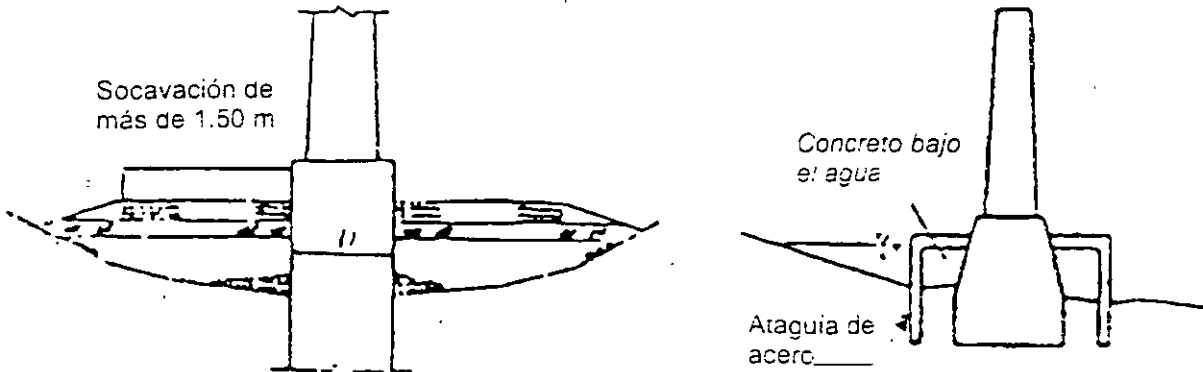


b) Adición de pilotes y ampliación de zapata

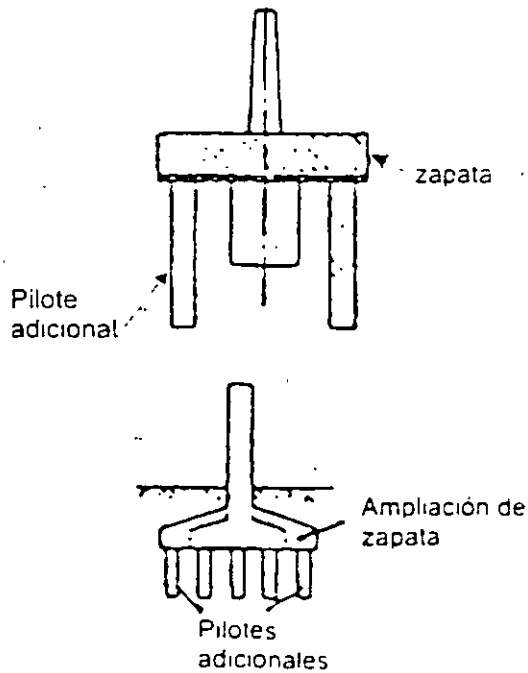


c) Ataguia formada por planchas de acero o por pilotes de tubo de acero

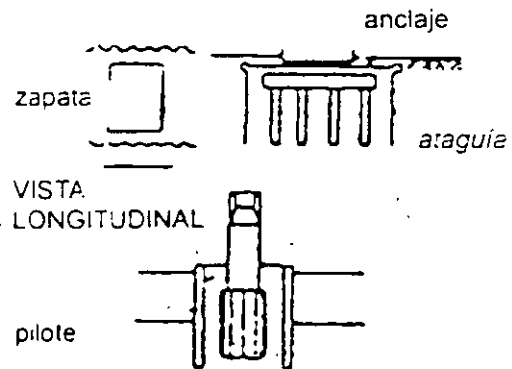
FIG. IV.31.- REFORZAMIENTO SISMICO PARA CIMENTACION DE PILAS



a) Protección de cimientos con piedraplenes ó con concreto bajo el agua



b) Adición de pilotes y ampliación de zapata



c) Ataguia formada por planchas de acero ó por pilotes de tubo de acero

FIG. IV.29.- RESTRICCIÓN A LOS TABLEROS DE LA SUPERESTRUCTURA

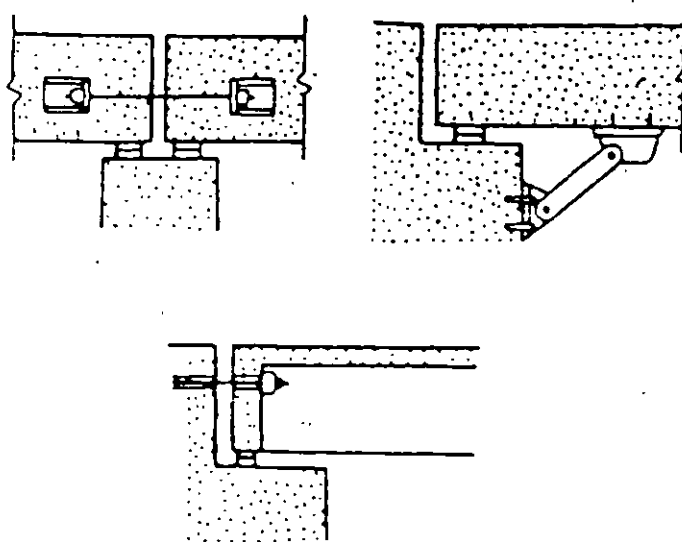


FIG. IV.30.- INCREMENTO DE LA LONGITUD DE APOYO

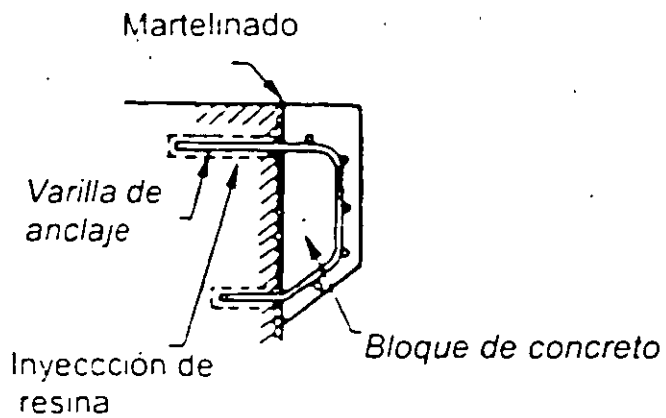


FIG. IV.29.- RESTRICCIÓN A LOS TABLEROS DE LA SUPERESTRUCTURA

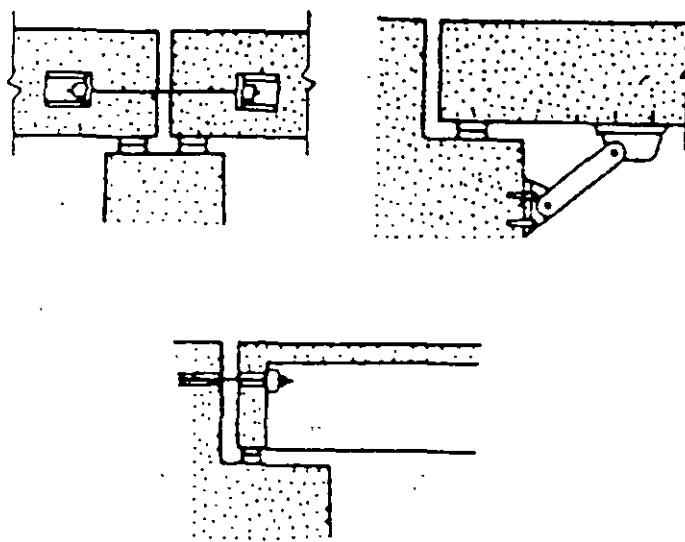
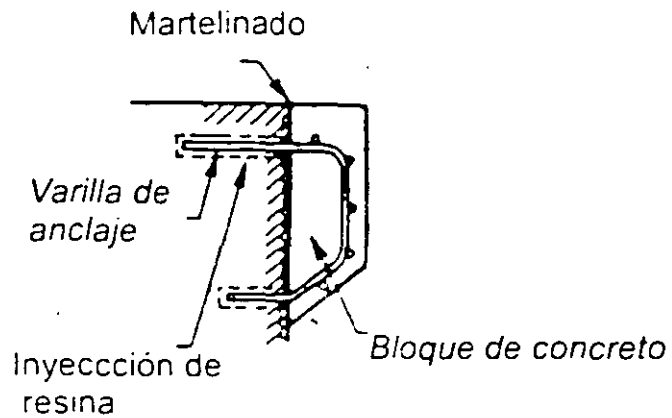


FIG. IV.30.- INCREMENTO DE LA LONGITUD DE APOYO

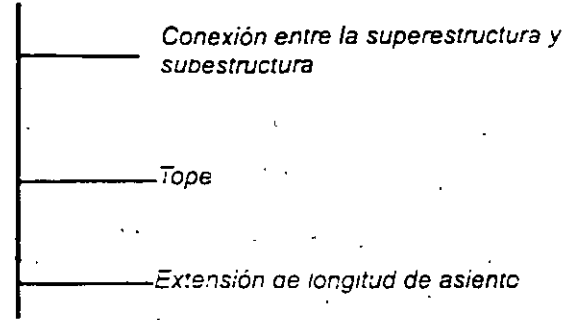


# FIG. IV.28.- SELECCION DE MEDIDAS PARA REFORZAMIENTO SISMICO EN PUENTES

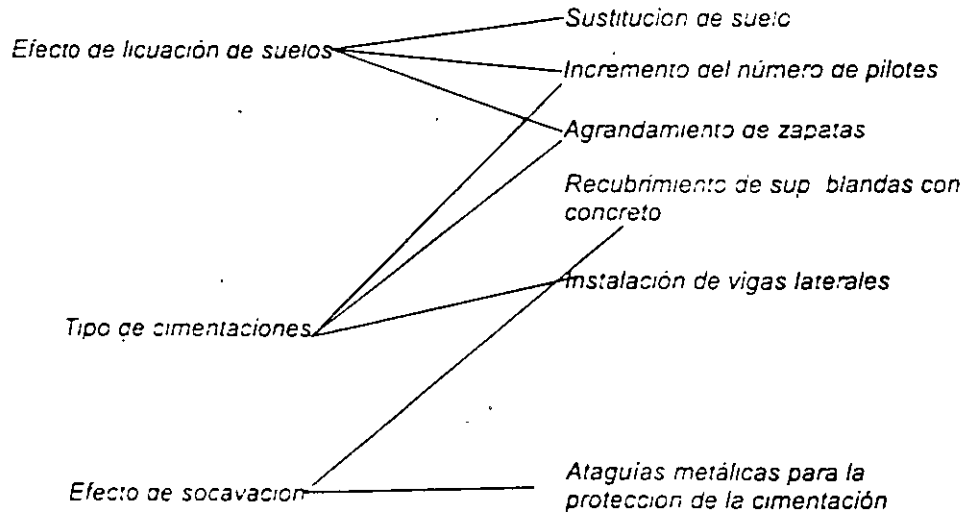
REHABILITACION SISMICA

Instalación de dispositivo para la prevención de la dislocación

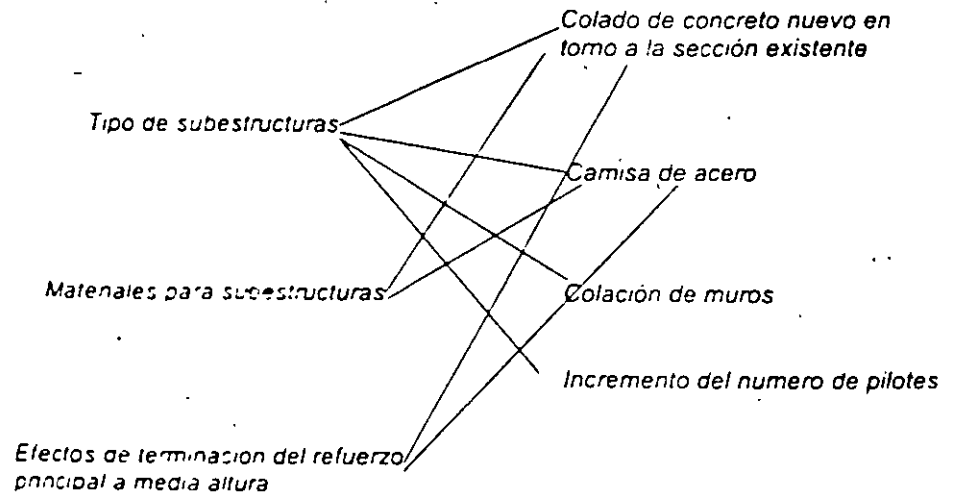
Dispositivos para prevenir la dislocación de la superest.



Reforzamiento de cimentaciones



Reforzamiento de otras subestructuras

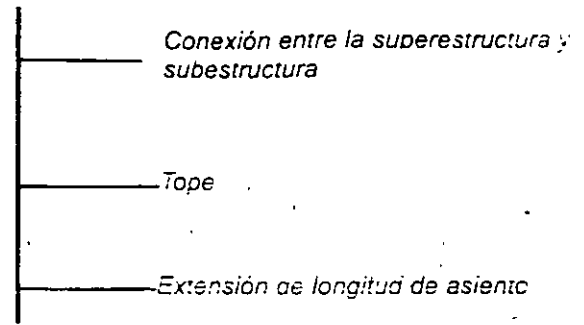


# FIG. IV.28.- SELECCION DE MEDIDAS PARA REFORZAMIENTO SISMICO EN Puentes

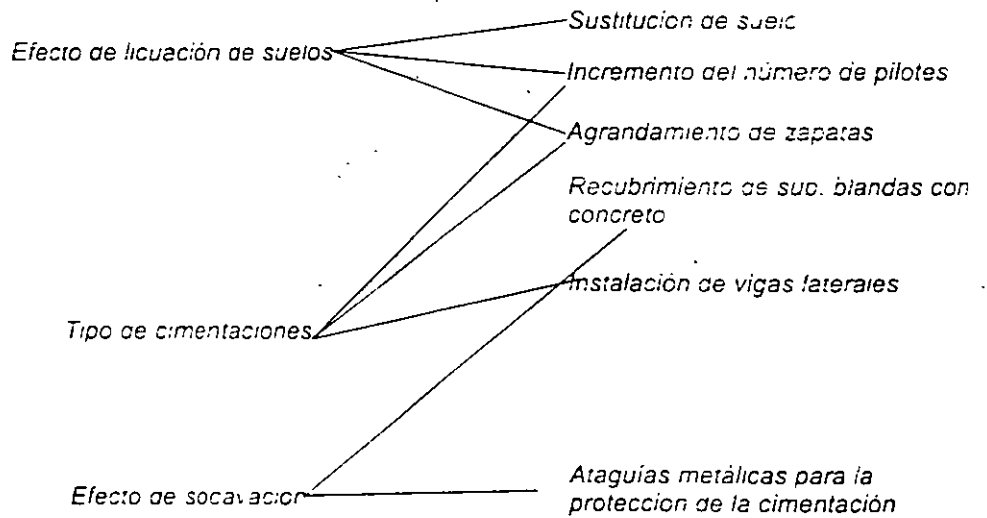
REHABILITACION SISMICA

Instalación de dispositivo para la prevención de la dislocación

Dispositivos para prevenir la dislocación de la superest.



Reforzamiento de cimentaciones



Reforzamiento de otras subestructuras

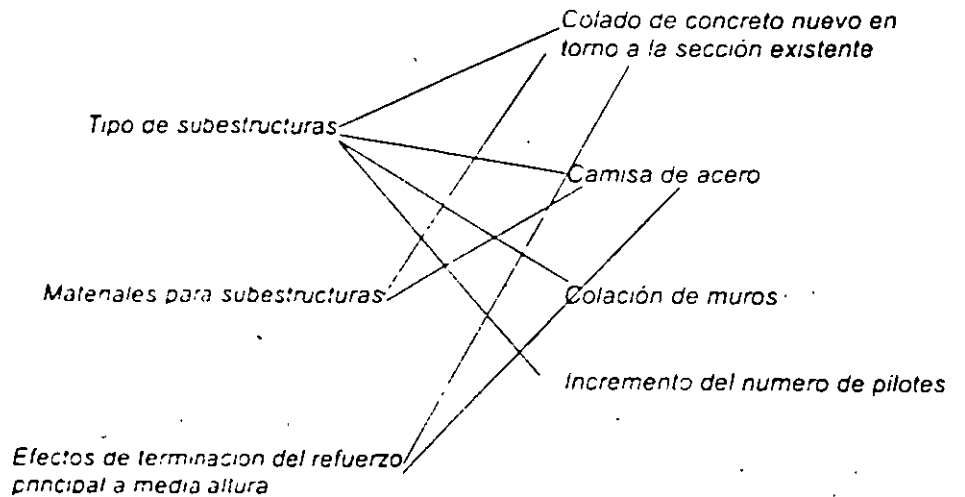


FIG. IV.26.- REPARACION DE UNA GRIETA EN UNA PILA DE ACERO

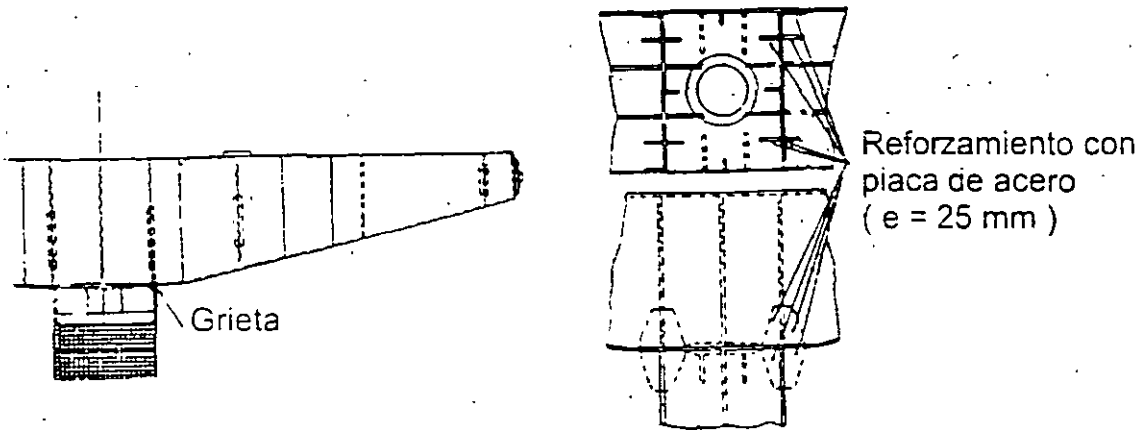


FIG. IV.27.- DISPOSITIVO DE PROTECCION CONTRA COLISION DE BARCO

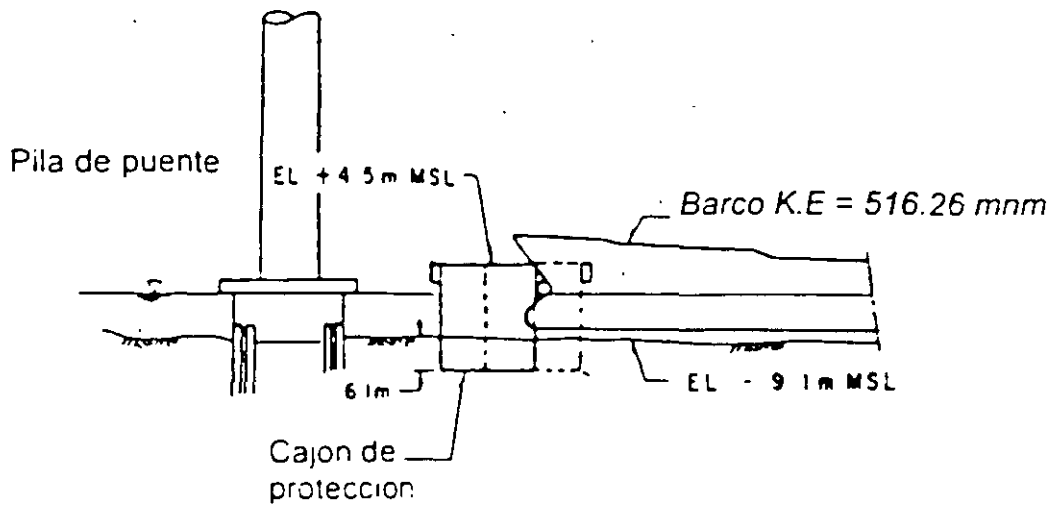


FIG. IV.26.- REPARACION DE UNA GRIETA EN UNA PILA DE ACERO

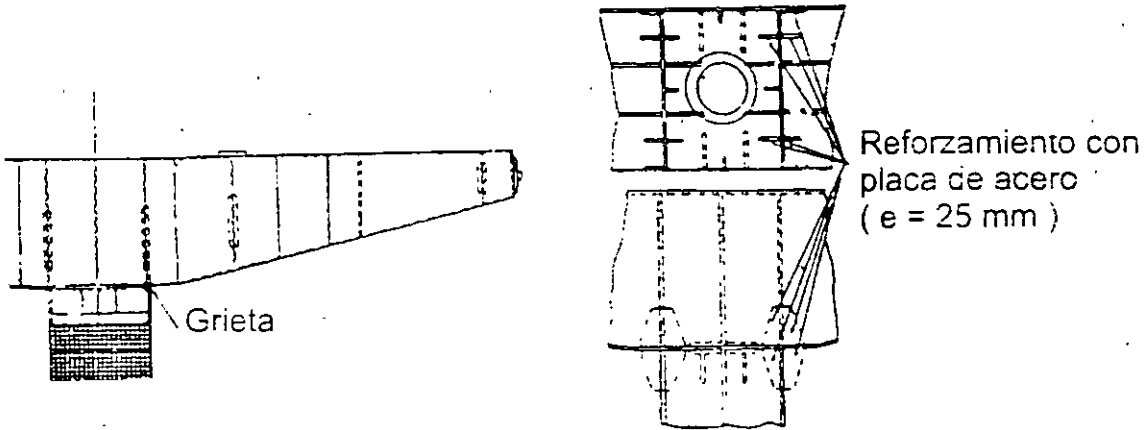


FIG. IV.27.- DISPOSITIVO DE PROTECCION CONTRA COLISION DE BARCO

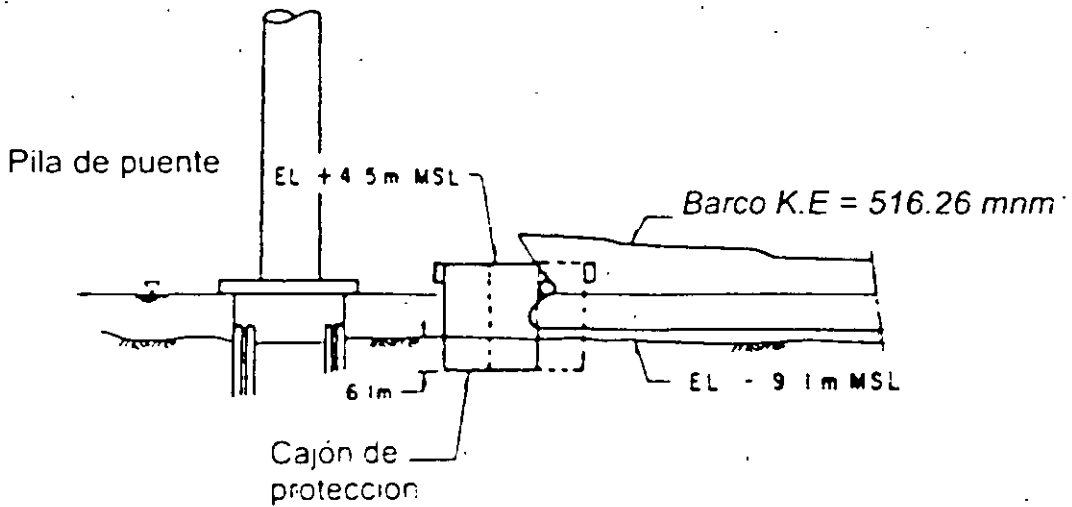




FIG. IV.24.- REESTRUCTURACION DE UN CABALLETE CON PILOTES

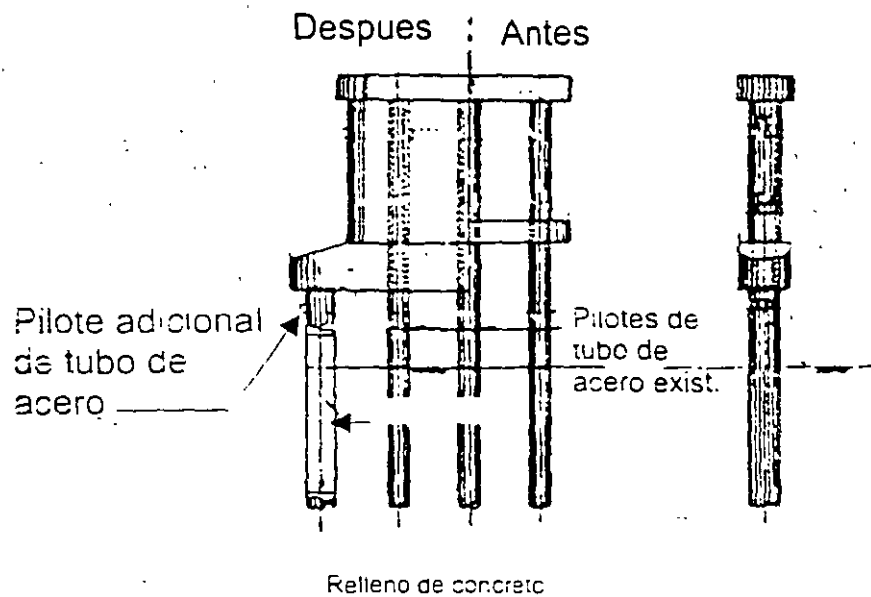


FIG. IV.25.- REVESTIMIENTO DE UN TALUD SUAVE

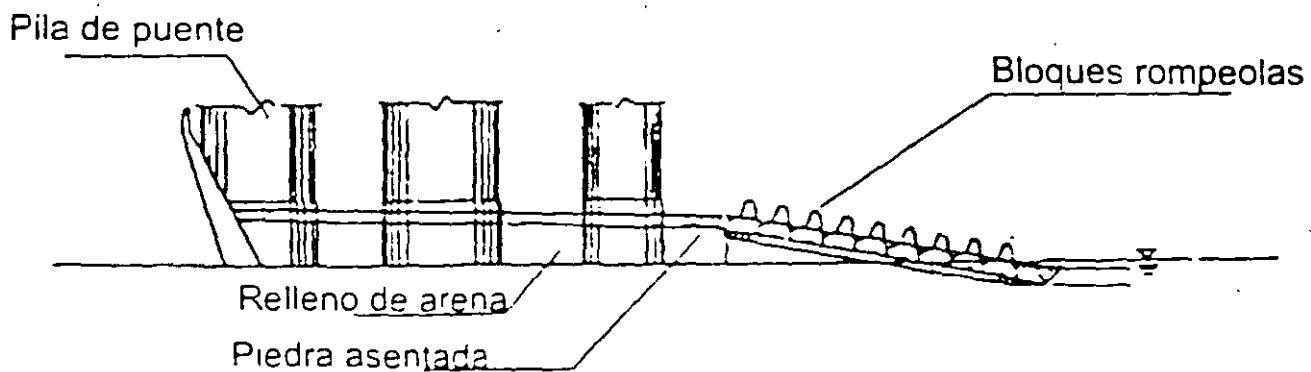


FIG. IV.24.- REESTRUCTURACION DE UN CABALLETE CON PILOTE

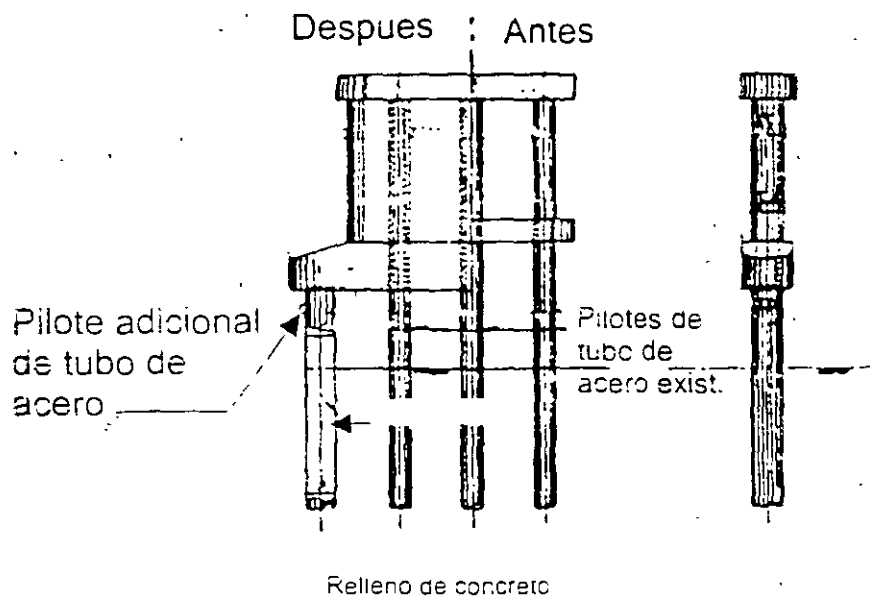
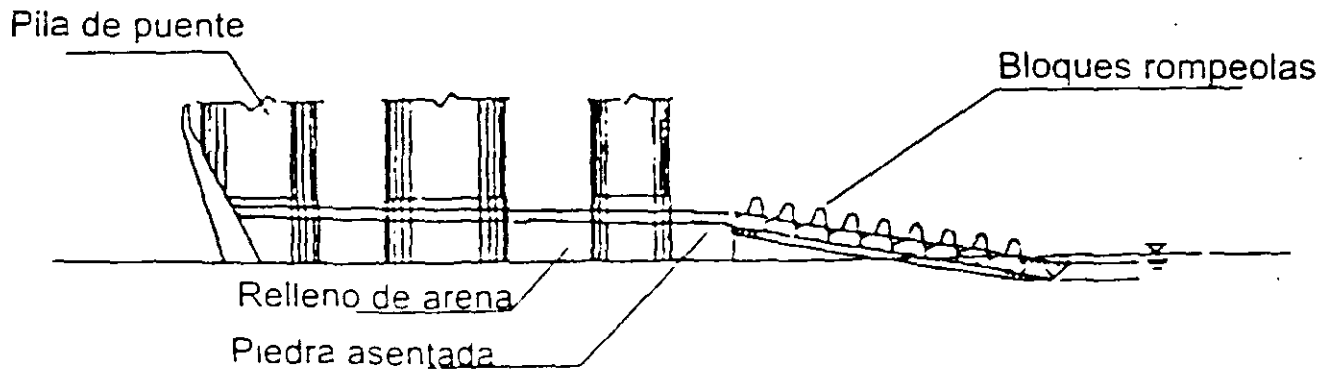
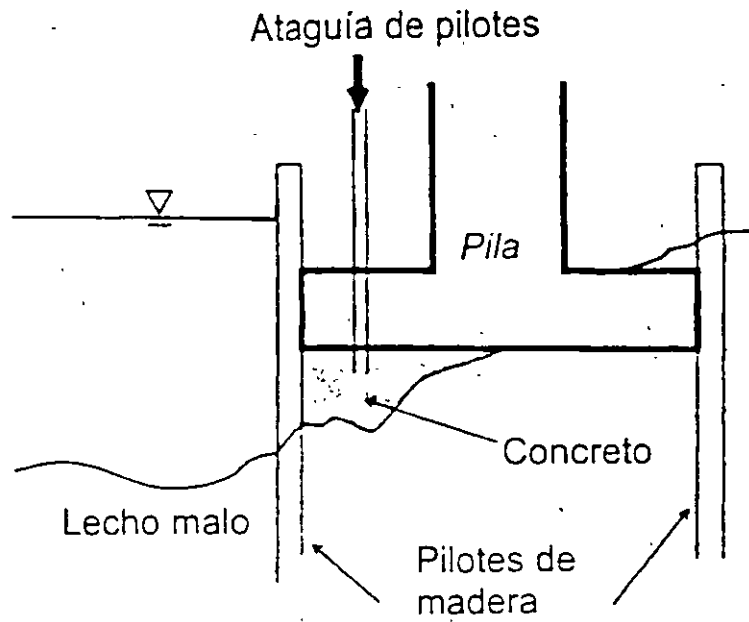


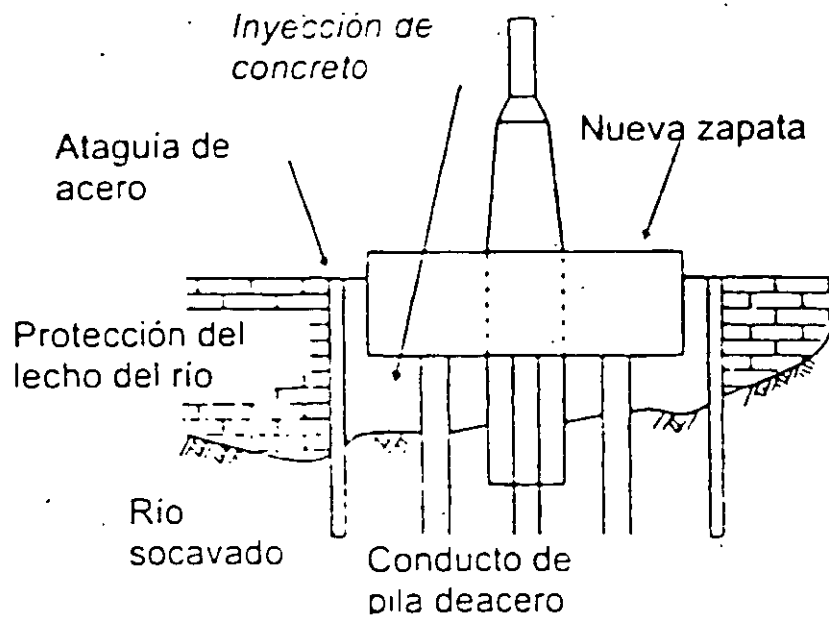
FIG. IV.25.- REVESTIMIENTO DE UN TALUD SUAVE



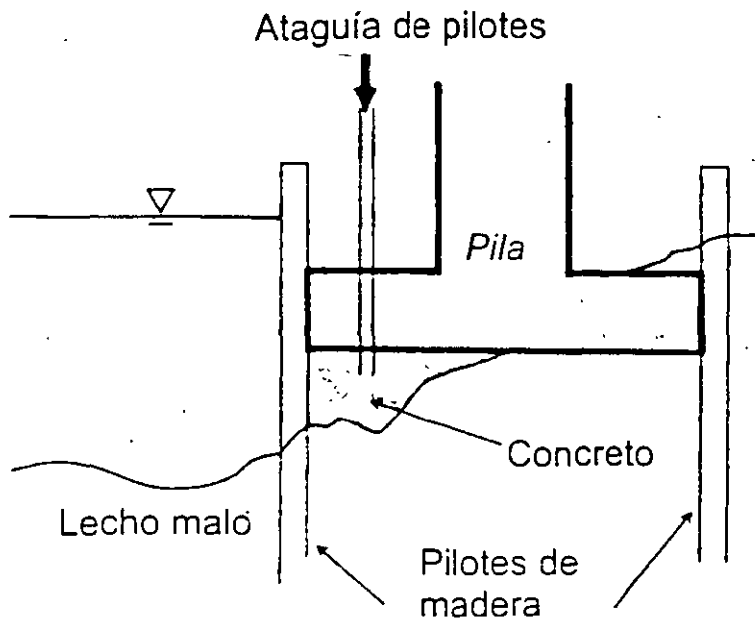
**FIG. IV.20.- RELLENO DE HUECOS CON MORTERO**



**FIG IV.21.- AGRANDAMIENTO DE ZAPATA**



**FIG. IV.20.- RELLENO DE HUECOS CON MORTERO**



**FIG IV.21.- AGRANDAMIENTO DE ZAPATA**

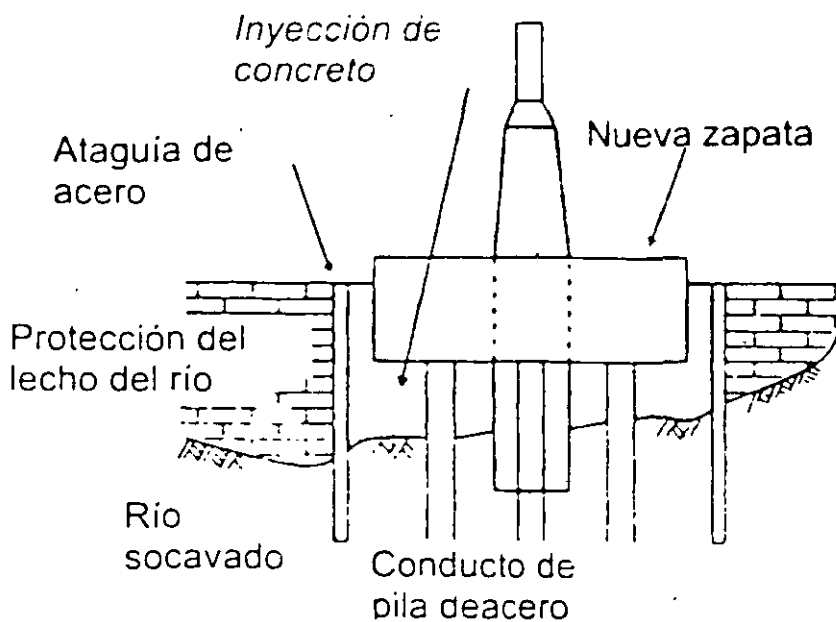


FIGURA IV.19.- PROTECCION CONTRA LA EROSION

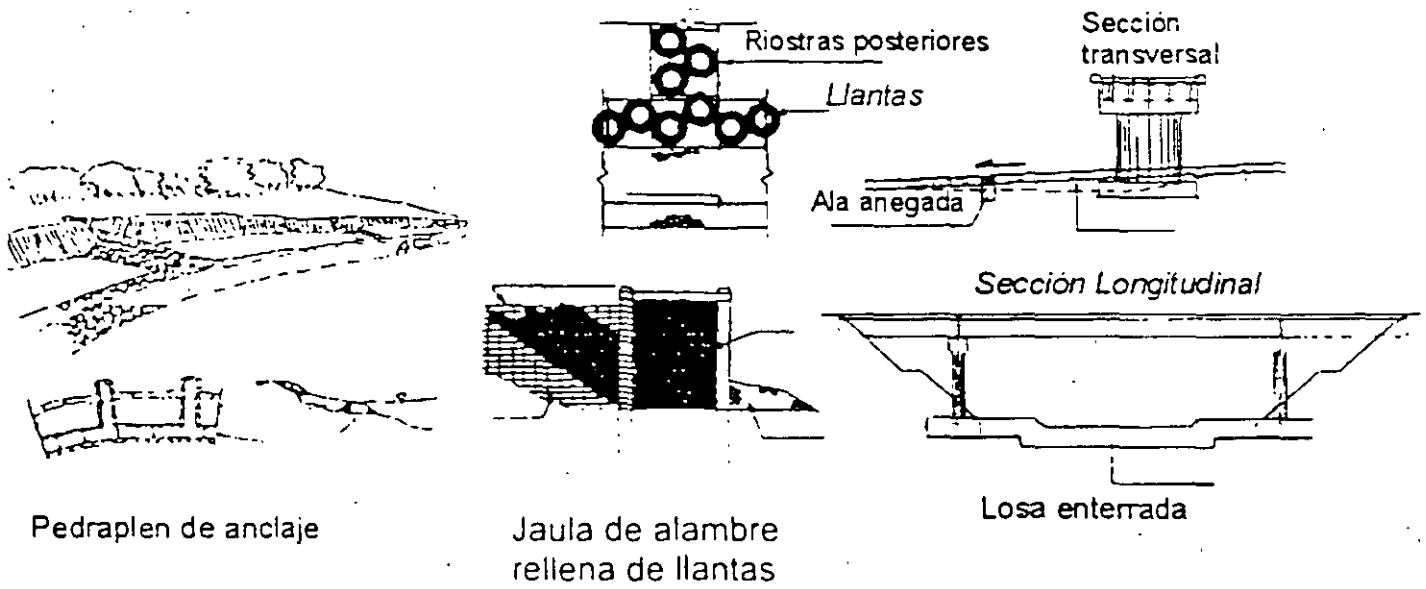


FIGURA IV.19.- PROTECCION CONTRA LA EROSION

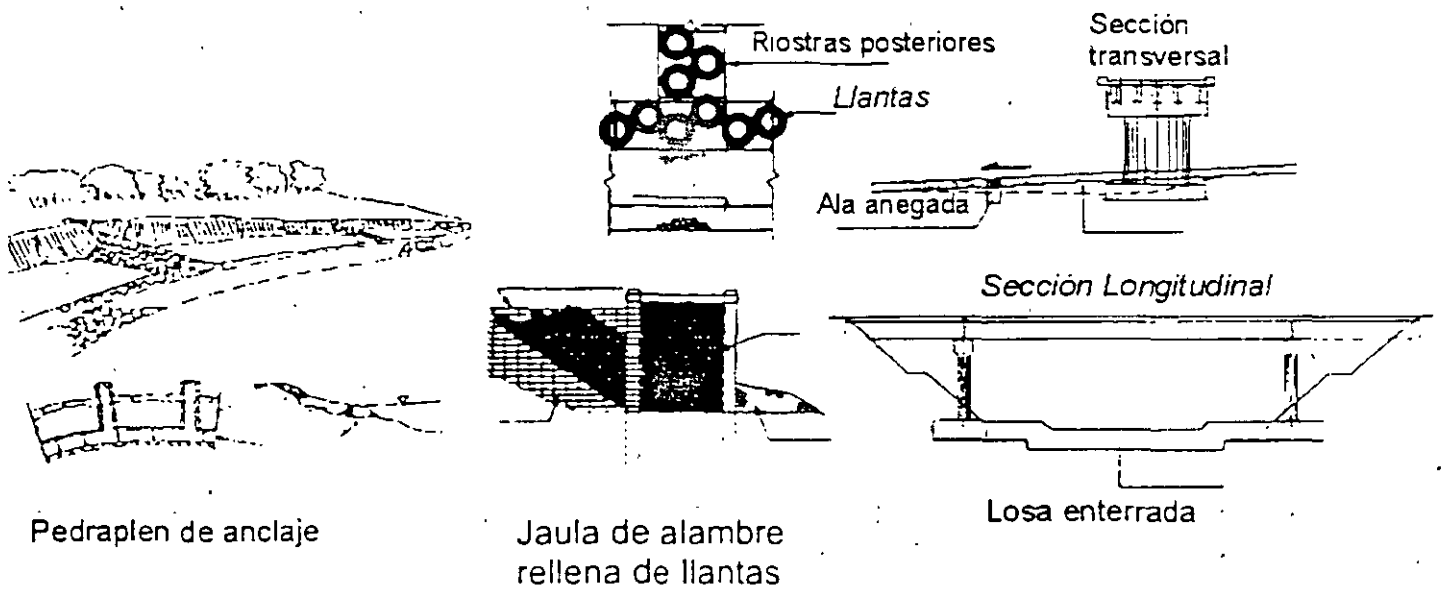


FIG.IV. 18.- DIQUE ESPUELA

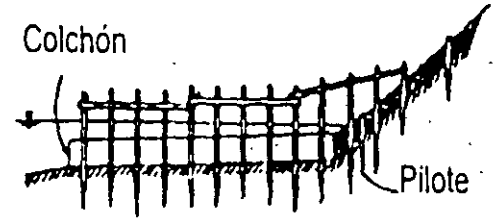
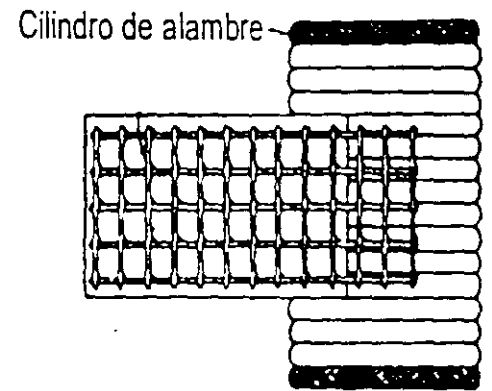
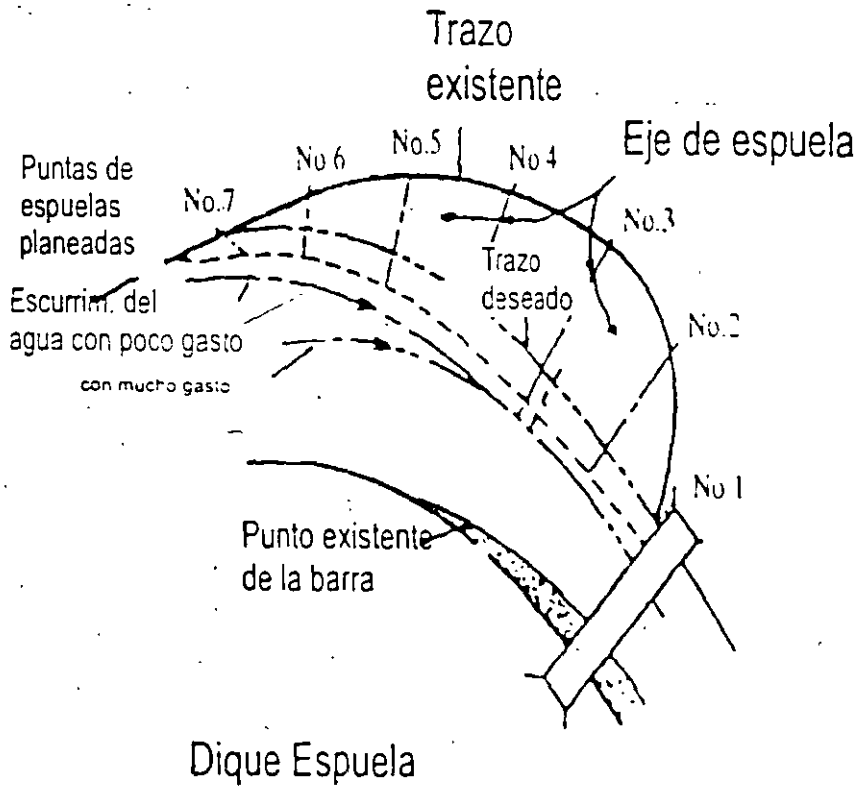


FIG.IV. 18.- DIQUE ESPUELA

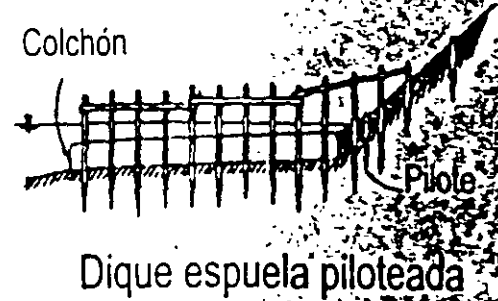
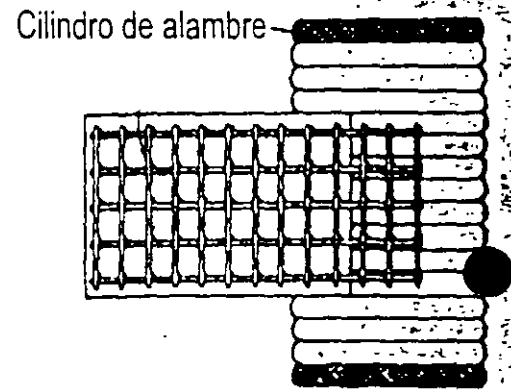
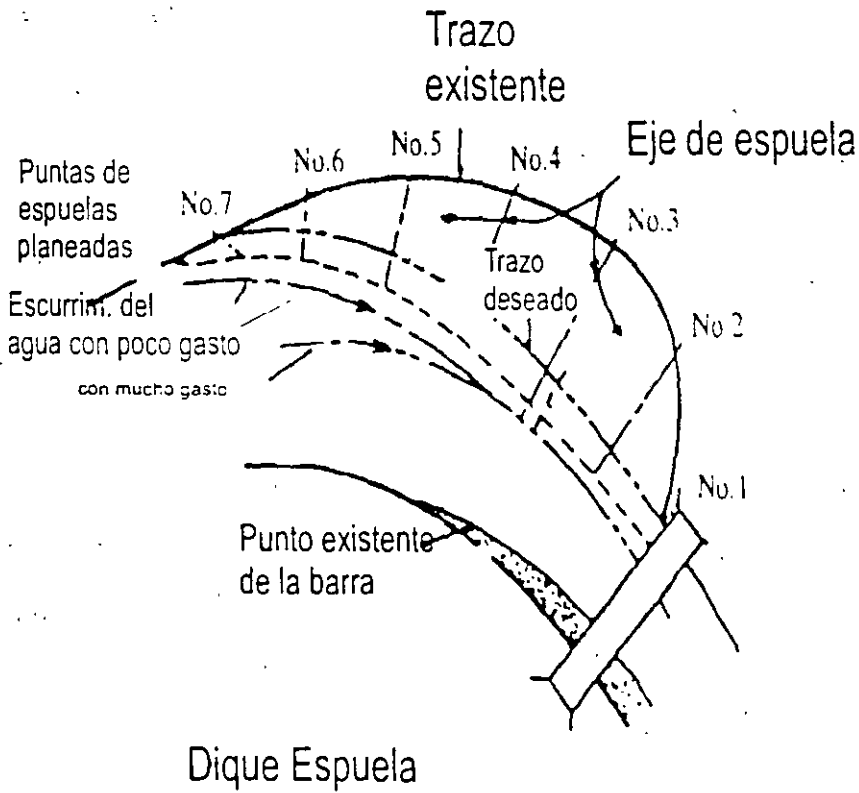
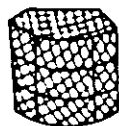
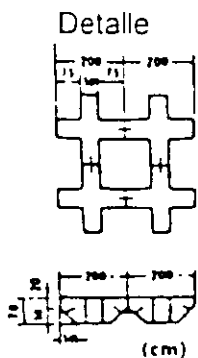
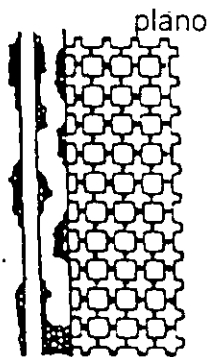
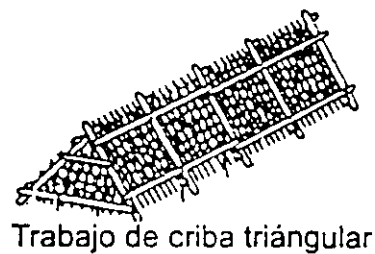
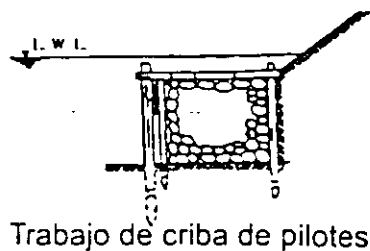
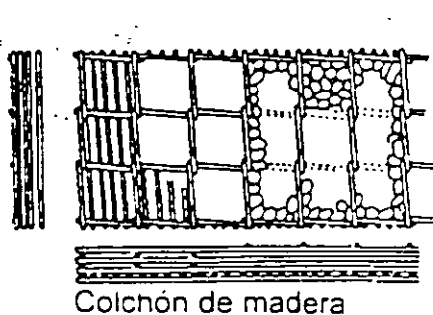
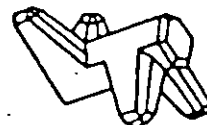
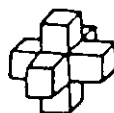




FIG. IV.17.- PROTECCION AL PIE



Jaulas de alambre



Bloques cruzados

Bloques deformados

FIG. IV.17.- PROTECCION AL PIE

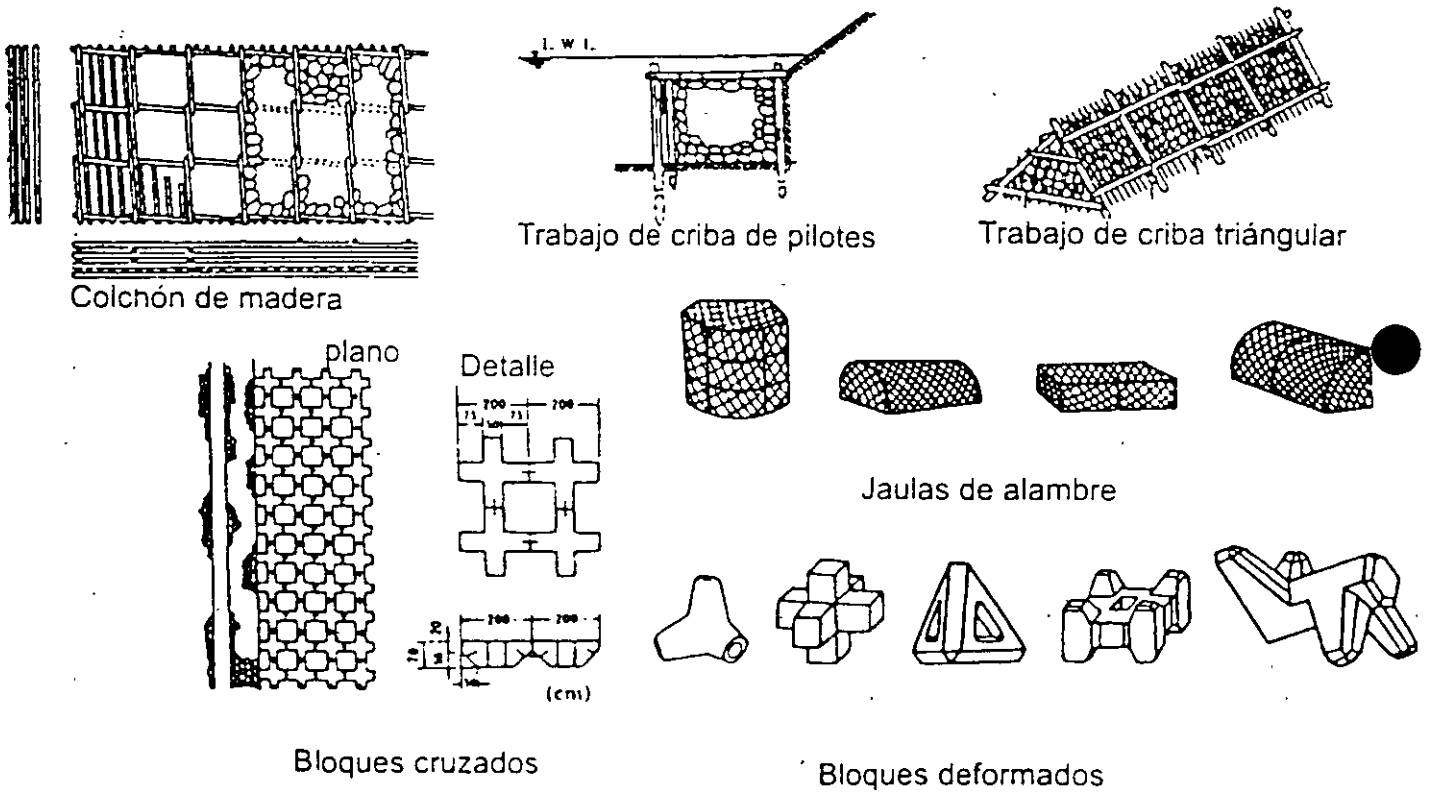
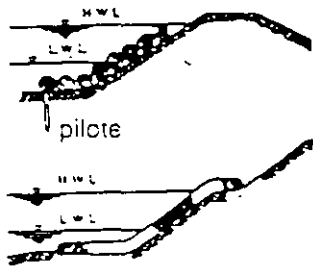
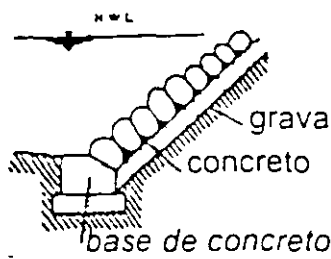


FIG. IV. 15.- PROTECCION DE TALUDES

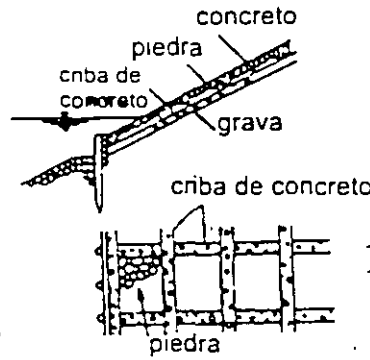
Cabezote o diafragma



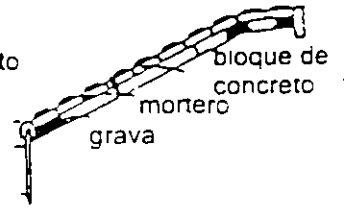
Trabajo con cilindro de alambre



Pedraplen



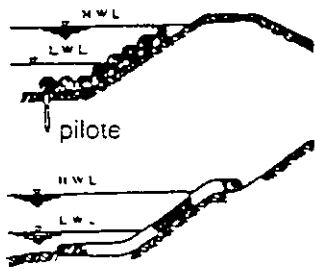
Empanillado de concreto con piedra cribada



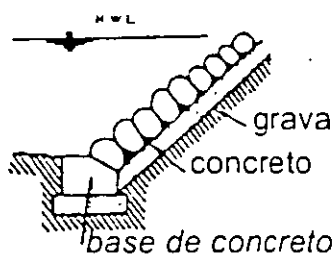
Bloque de concreto

FIG. IV. 15.- PROTECCION DE TALUDES

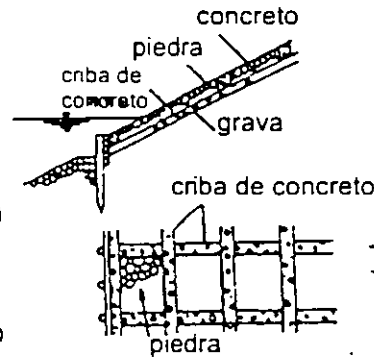
Cabezote o diafragma



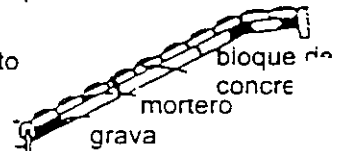
Trabajo con cilindro de alambre



Pedraplen

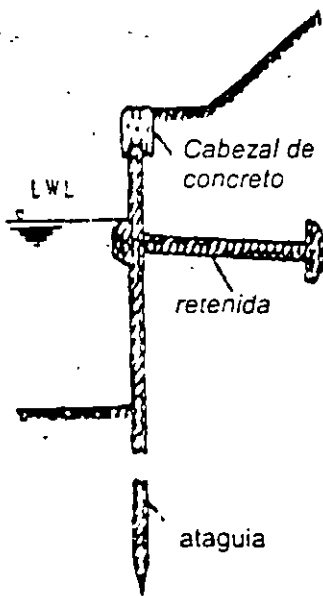


Emparillado de concreto con piedra cribada

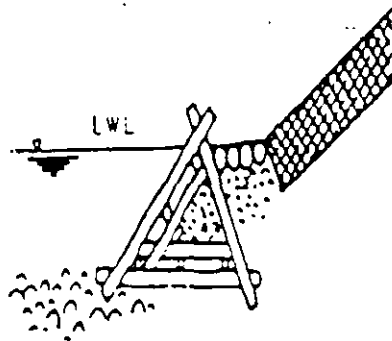


Bloque de concreto

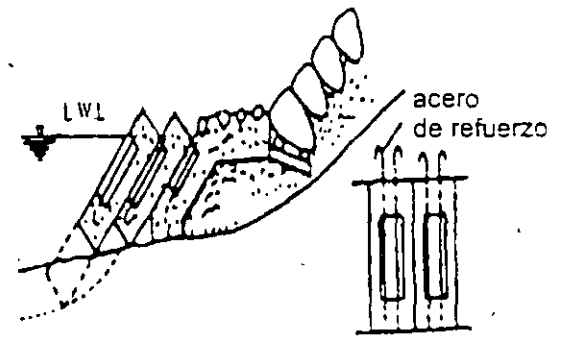
FIGURA IV.16.- PROTECCION AL PIE



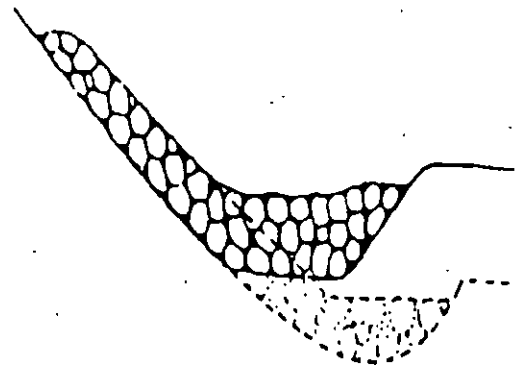
Ataguia



Trabajo de cnba triangular

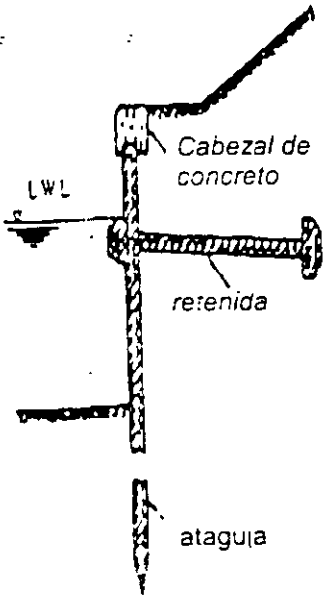


Bloques de concreto deslizantes

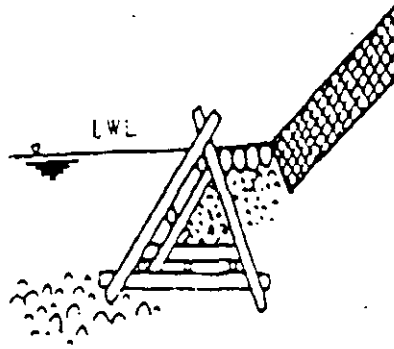


Zanja con relleno de roca

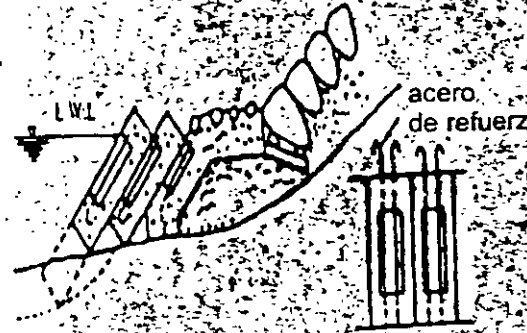
FIGURA IV.16.- PROTECCION AL PIE



Atagüa



Trabajo de criba triangular

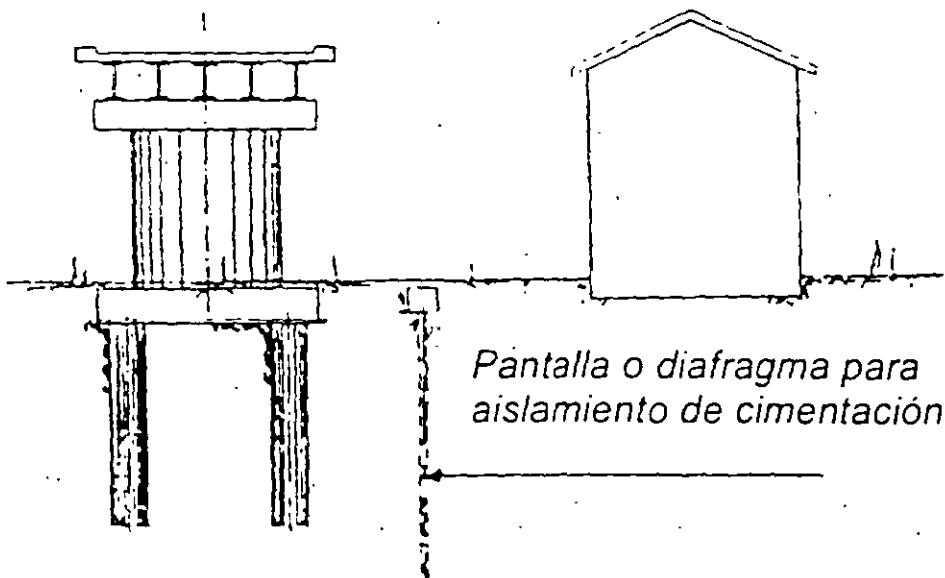


Bloques de concreto deslizantes



Zanja con relleno de roca

**FIG. IV.14.- SEPARACION DE ESTRUCTURAS PARA EVITAR LA INFLUENCIA ENTRE CIMENTACIONES**



**FIG. IV.14.- SEPARACION DE ESTRUCTURAS PARA EVITAR LA INFLUENCIA ENTRE CIMENTACIONES**

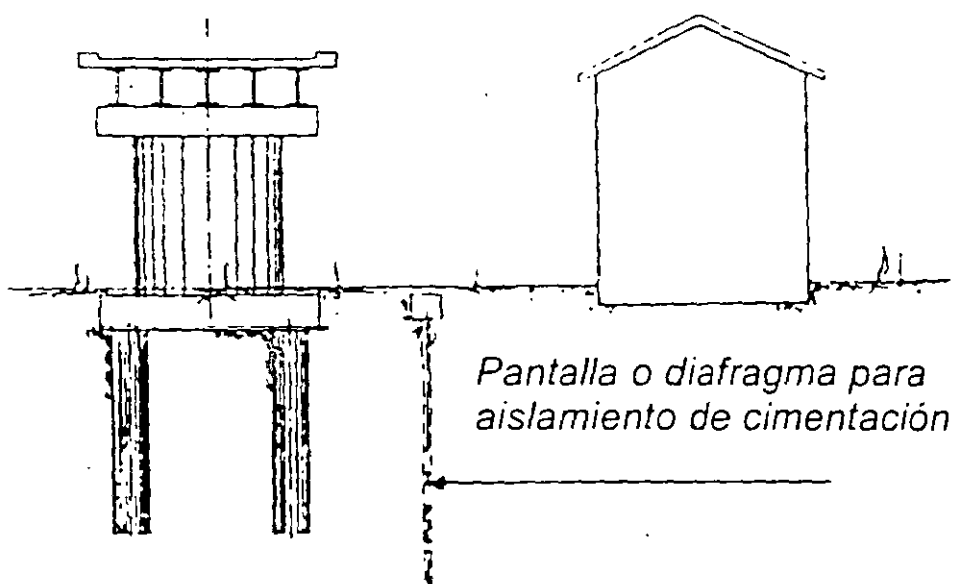




FIG. IV.13.- CLASIFICACION DE ZONAS SEGUN EL EFECTO DE LA CIMENTACION

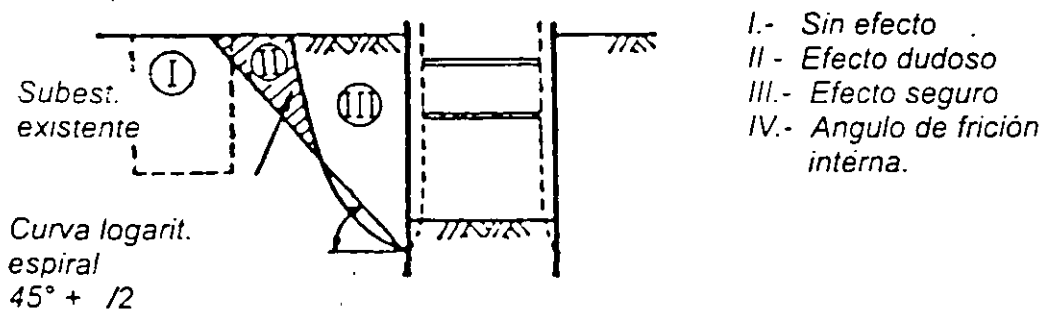
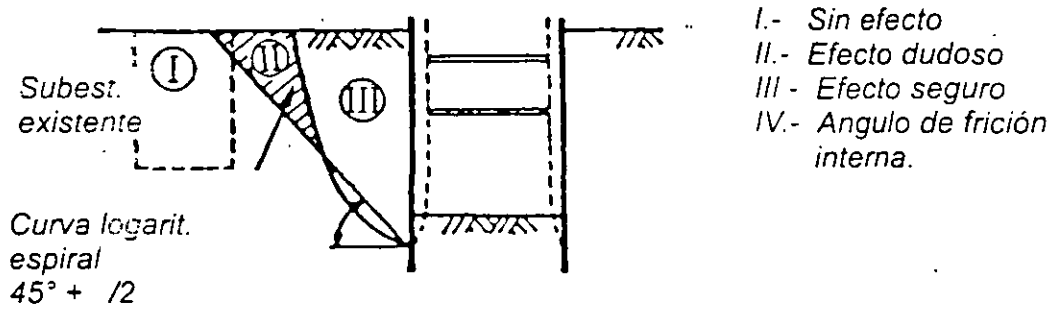
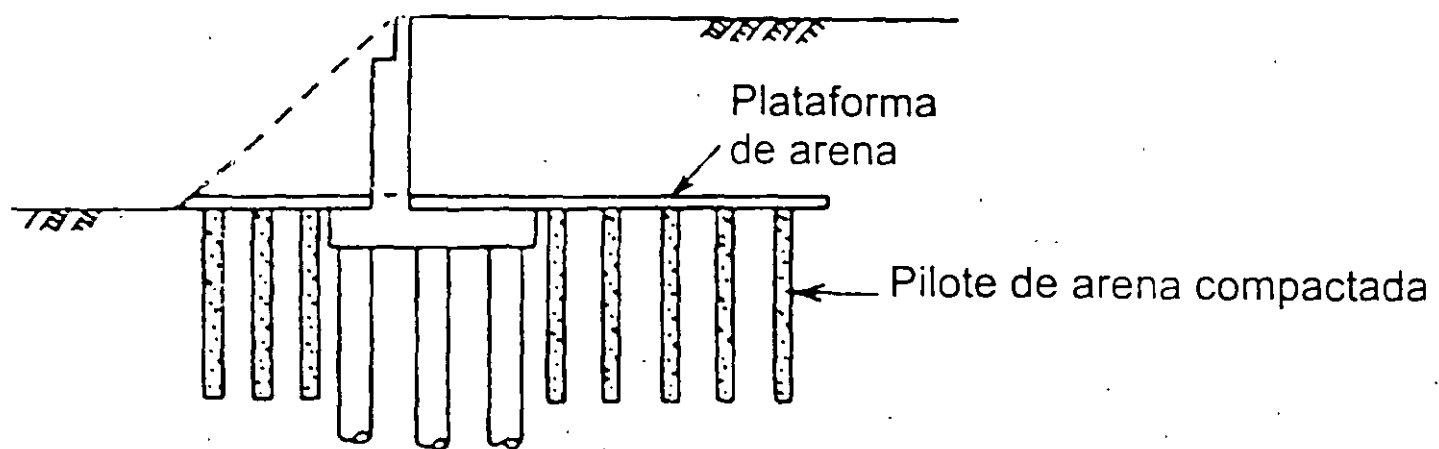


FIG. IV.13.- CLASIFICACION DE ZONAS SEGUN EL EFECTO DE LA CIMENTACION



**FIGURA IV.12.- PILOTE DE ARENA COMPACTADA**



**FIGURA IV.12.- PILOTE DE ARENA COMPACTADA**

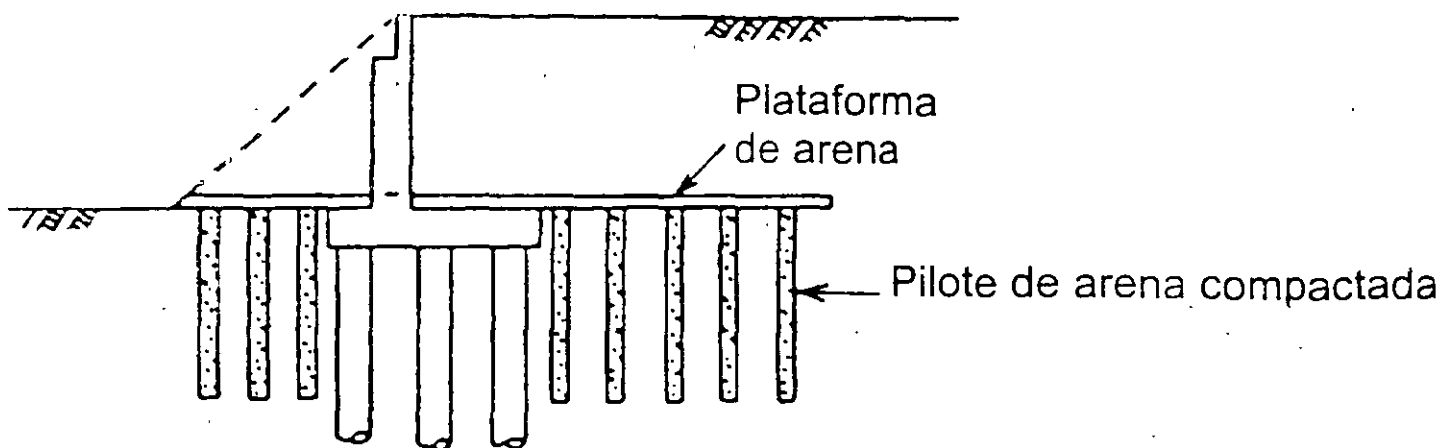


FIG. IV.11.- RELLENO DEL RESPALDO CON POLIESTIRENO EXPANDIBLE

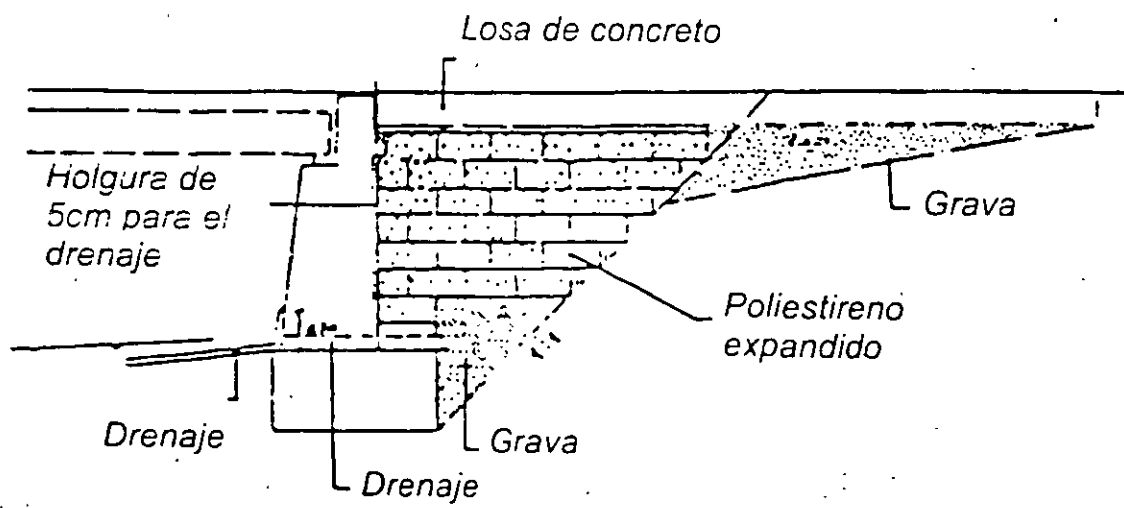
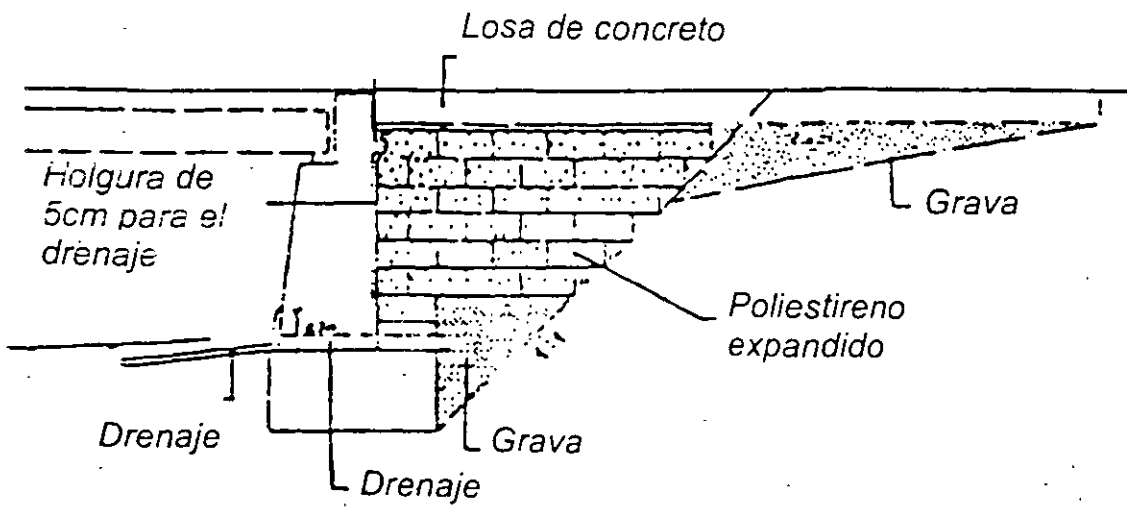


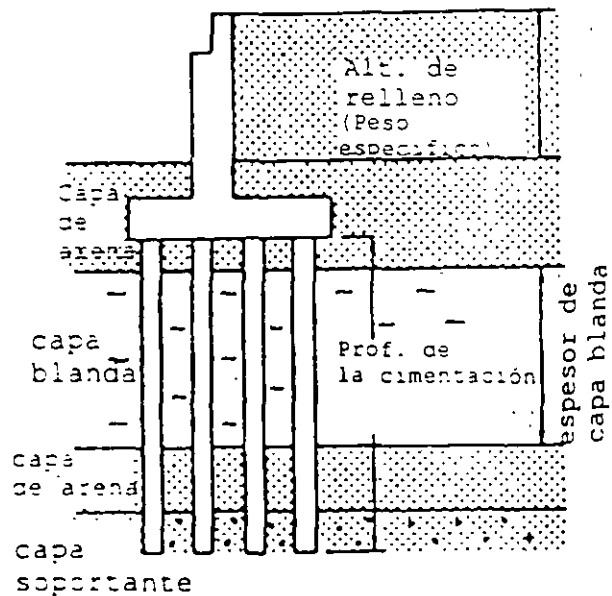
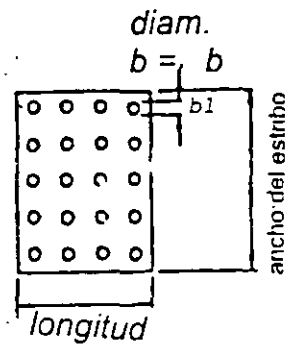
FIG. IV.11.- RELLENO DEL RESPALDO CON POLIESTIRENO EXPANDIBLE



**FIG. IV.10.- CONFIGURACION DE UN ESTRIBO EN SUELO BLANDO**

Donde,

- I* Índice para la identificación del mov. lateral
- Coeficiente de corrosión en función de la capa blanda. (  $D/I$  )
- Coeficiente de corrección en función del ancho resistente del cuerpo de cimentación (  $b/B$  )
- Coeficiente de corrección en función del largo del estribo. (  $D/A$  )
- r* Peso unitario del material (  $t/m^3$  )
- h* Altura del relleno del respaldo
- c* Valor promedio de cohesión en capa capa blanda (  $t/m^2$  )
- D* Espesor de capa blanda ( *m* )
- A* Longitud del estribo ( *m* )
- B* Ancho del estribo ( *m* )
- b* Ancho tova de los cuerpos de ciment.
- l* long. embebida en la cimentación



**FIG. IV.10.- CONFIGURACION DE UN ESTRIBO EN SUELO BLANDO**

Donde,

- $l$  Índice para la identificación del mov. lateral
- $D$  Coeficiente de corrosión en función de la capa blanda. (  $D/l$  )
- $b$  Coeficiente de corrección en función del ancho resistente del cuerpo de cimentación (  $b/B$  )
- $A$  Coeficiente de corrección en función del largo del estribo. (  $D/A$  )
- $\gamma$  Peso unitario del material (  $t/m^3$  )
- $h$  Altura del relleno del respaldo
- $c$  Valor promedio de cohesión en capa blanda (  $t/m^2$  )
- $D$  Espesor de capa blanda (  $m$  )
- $A$  Longitud del estribo (  $m$  )
- $B$  Ancho del estribo (  $m$  )
- $b$  Ancho tota de los cuerpos de ciment.
- $l$  long. embebida en la cimentación

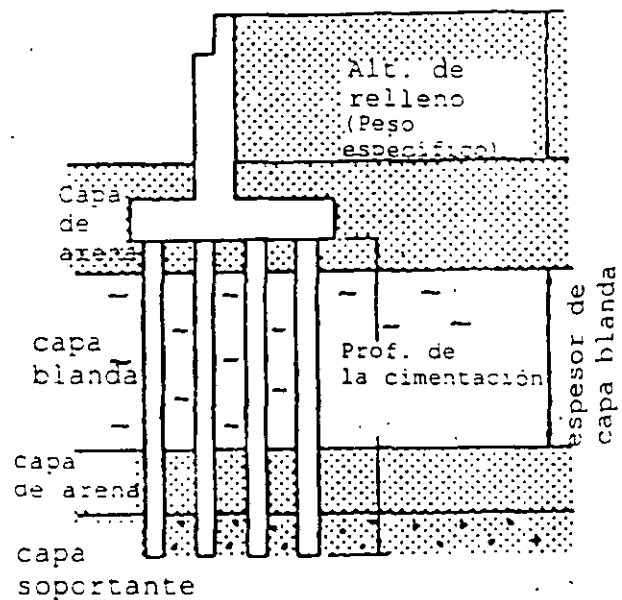
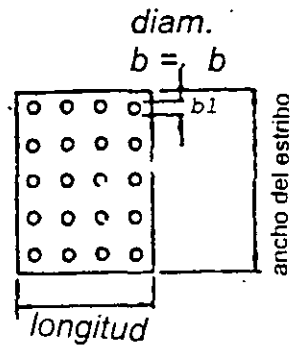






FIG. IV.10.- CONFIGURACION DE UN ESTRIBO EN SUELO BLANDO

Donde,

- $l$  : Índice para la identificación del mov. lateral
- $C$  Coeficiente de corrosión en función de la capa blanda. (  $D/l$  )
- $r$  Coeficiente de corrección en función del ancho resistente del cuerpo de cimentación (  $b/B$  )
- $r$  Coeficiente de corrección en función del largo del estribo. (  $D/A$  )
- $\gamma$  Peso unitario del material (  $t/m^3$  )
- $h$  Altura del relleno del respaldo
- $c$  Valor promedio de cohesión en capa capa blanda (  $t/m^2$  )
- $D$  Espesor de capa blanda (  $m$  )
- $A$  Longitud del estribo (  $m$  )
- $B$  Ancho del estribo (  $m$  )
- $b$  Ancho tota de los cuerpos de cimentación
- $l$  long. embebida en la cimentación

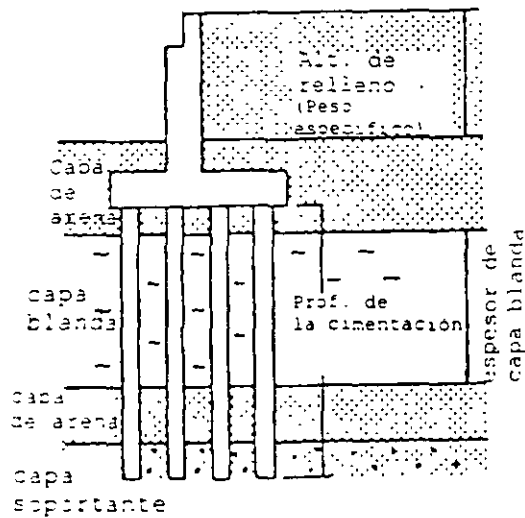
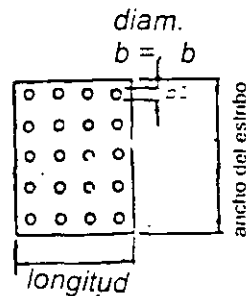
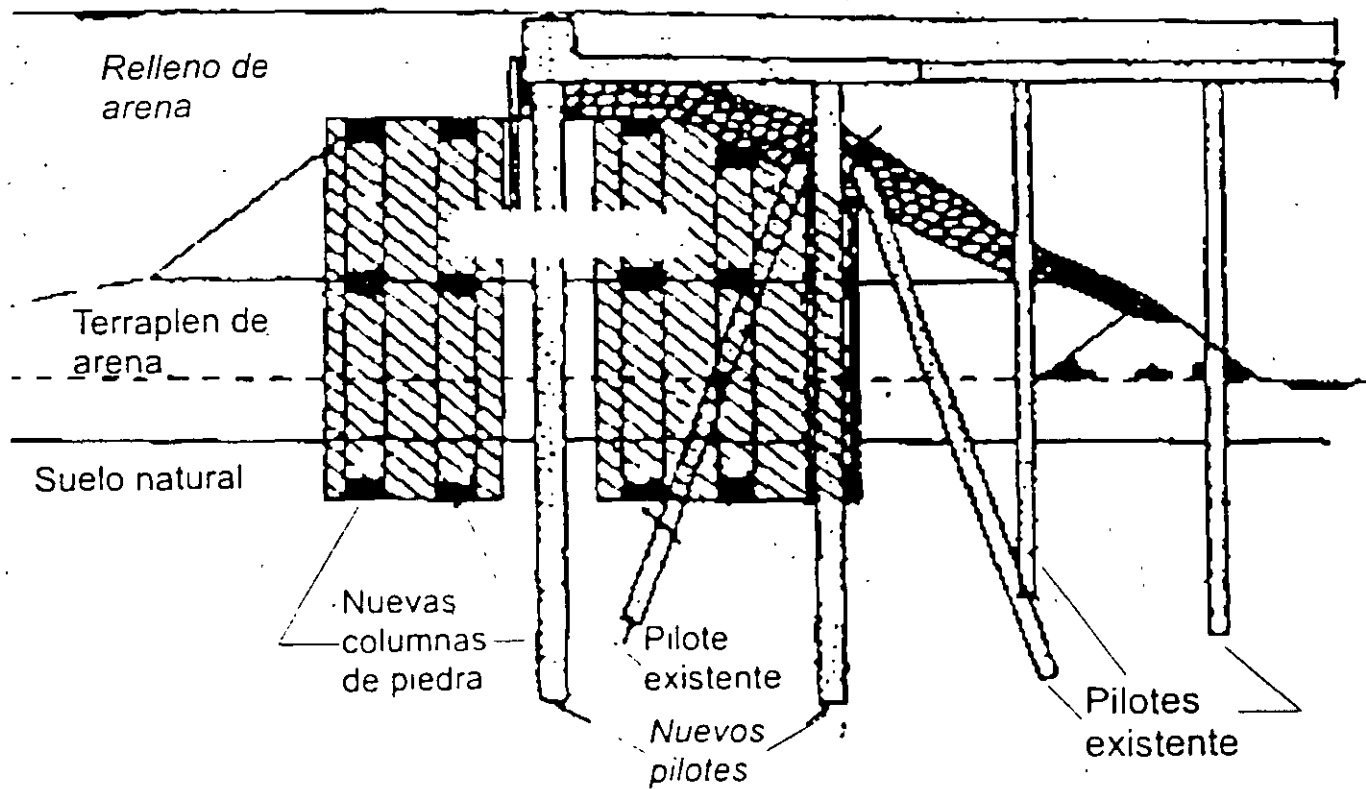


FIG. IV.9. Filtro de grava y pilotes adicionales



*FIG. IV.9. Filtro de grava y pilotes adicionales*

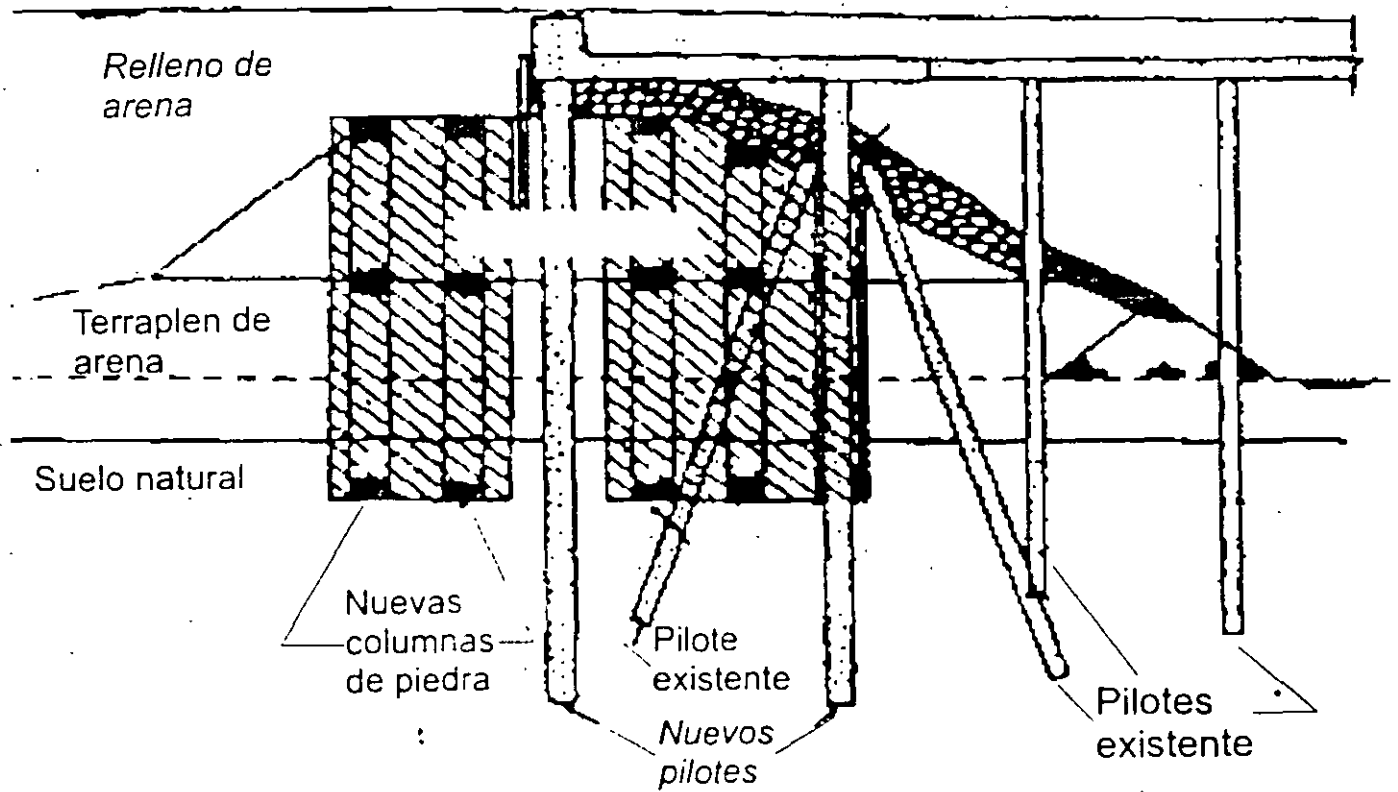


FIG. IV.8 CAMISA METALICA

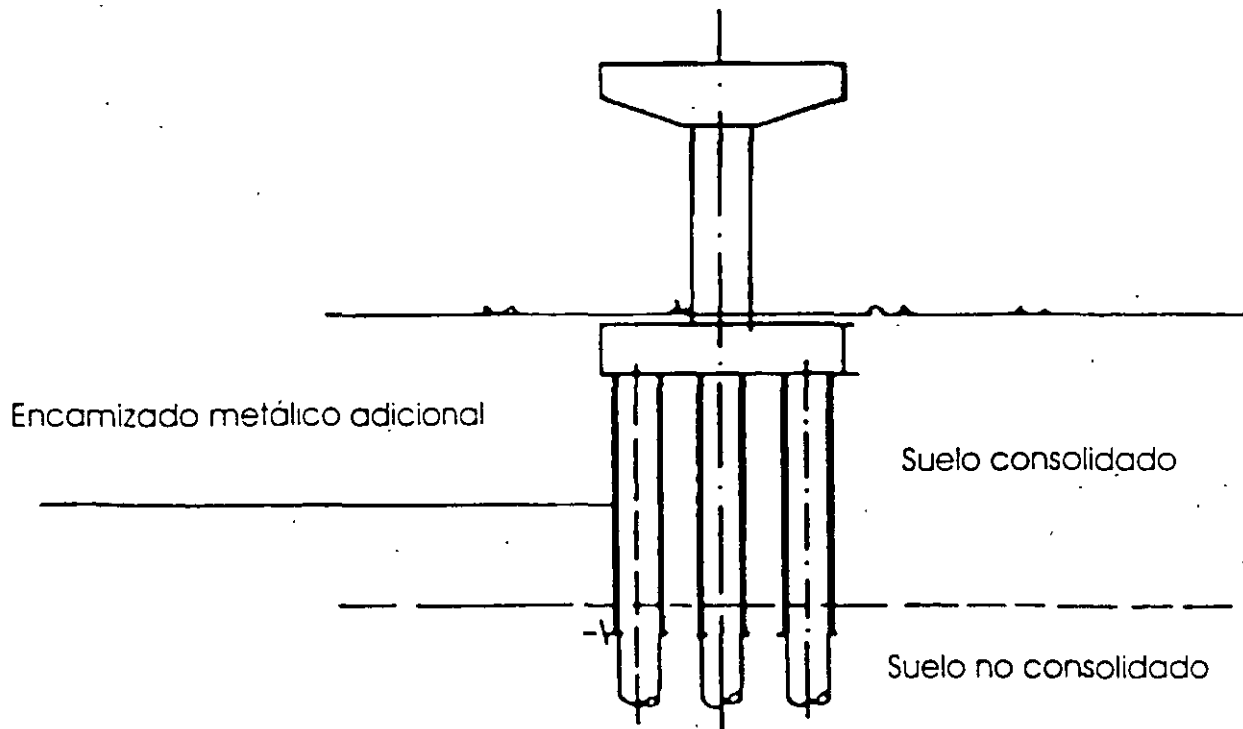


FIG. IV.8 CAMISA METALICA

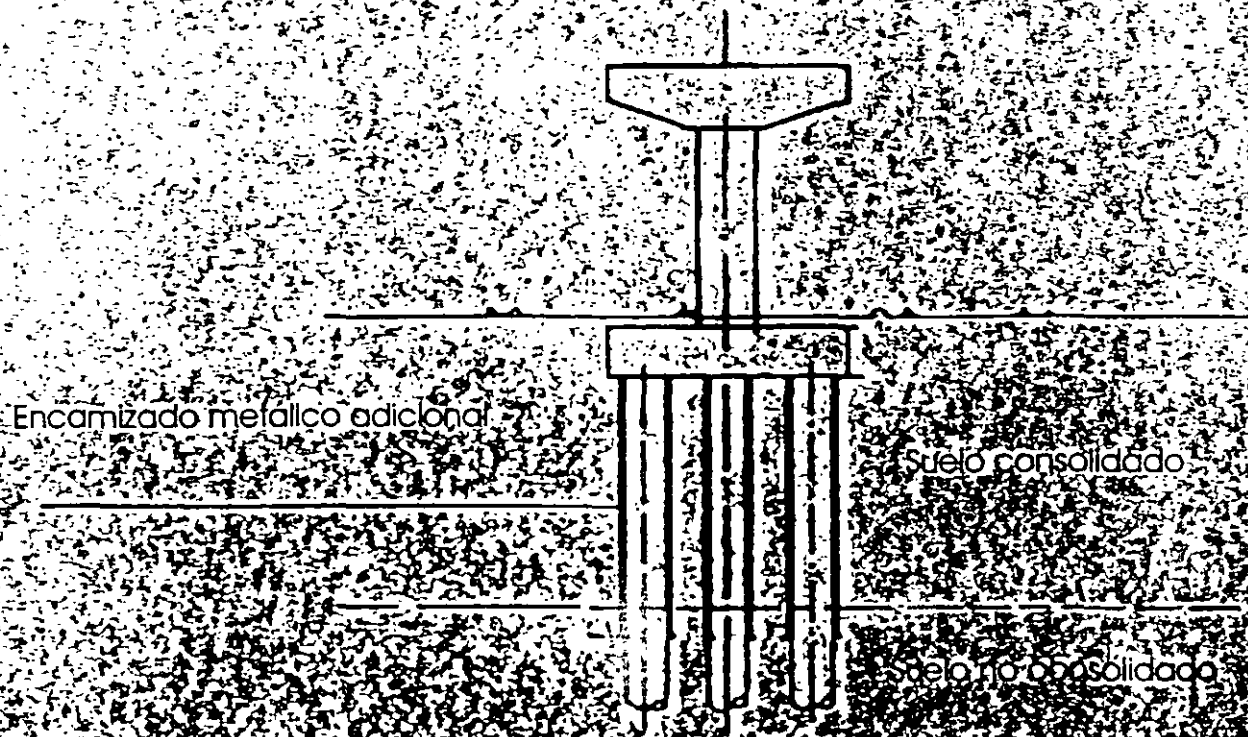


FIG. IV.7 PILOTES ADICIONAL

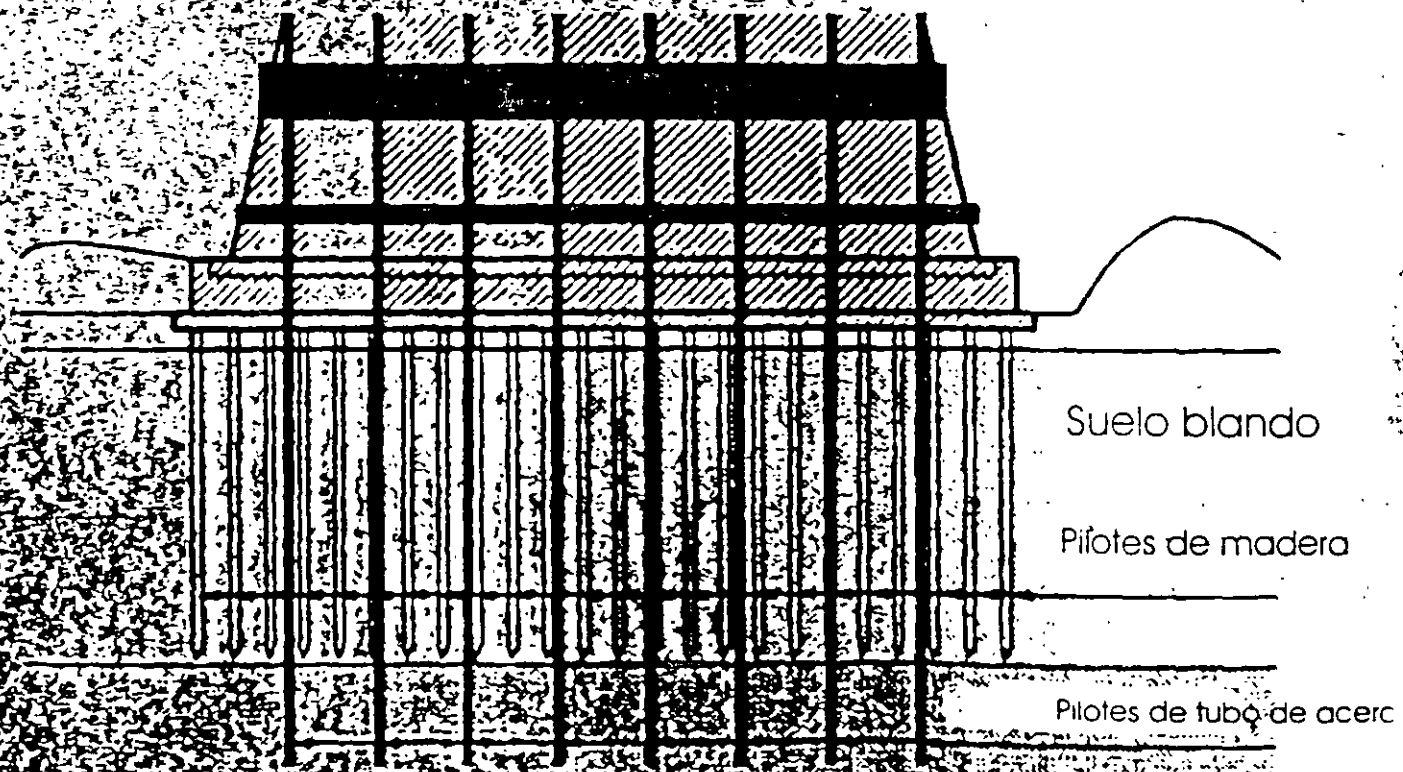


FIG. IV.7 PILOTES ADICIONAL

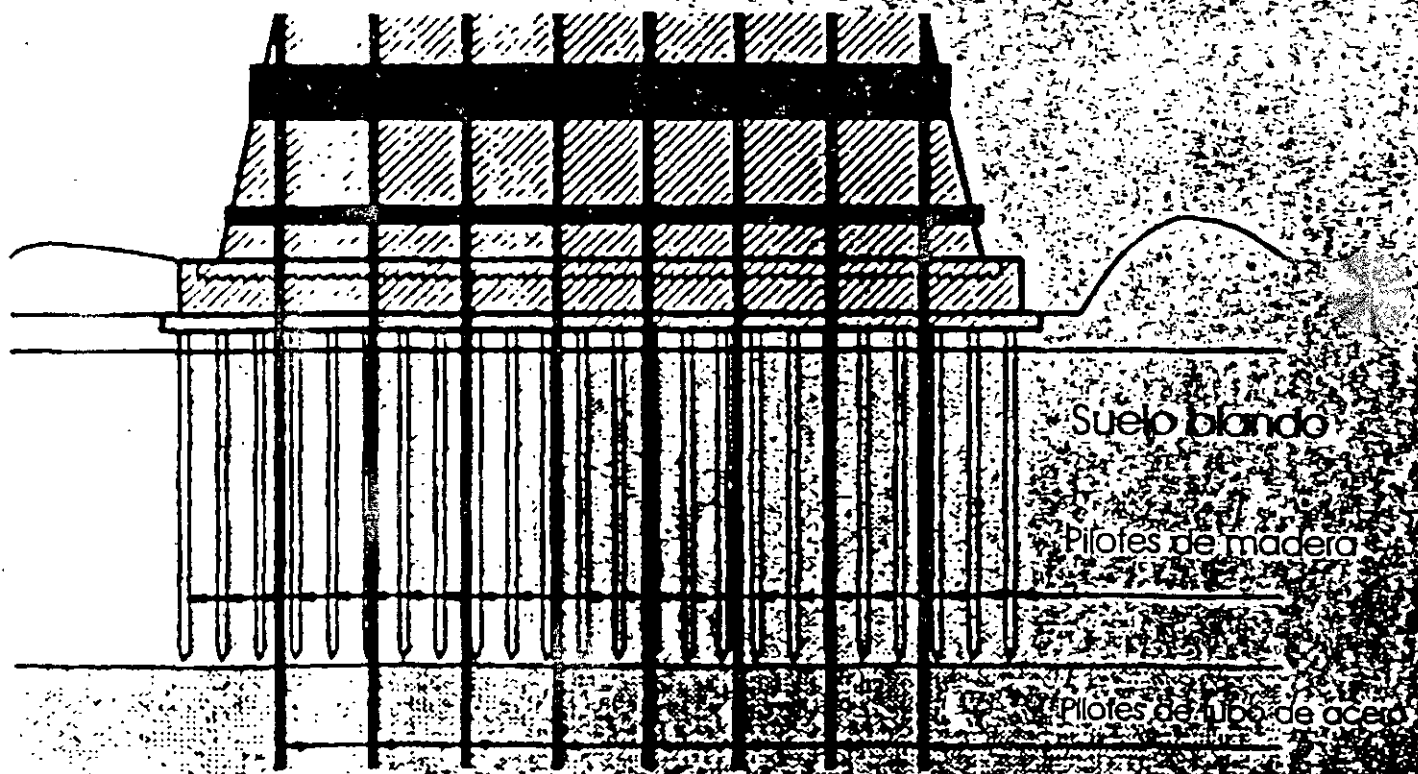




FIG. IV.6 RELLENO DE CONCRETO ESPUMOSO

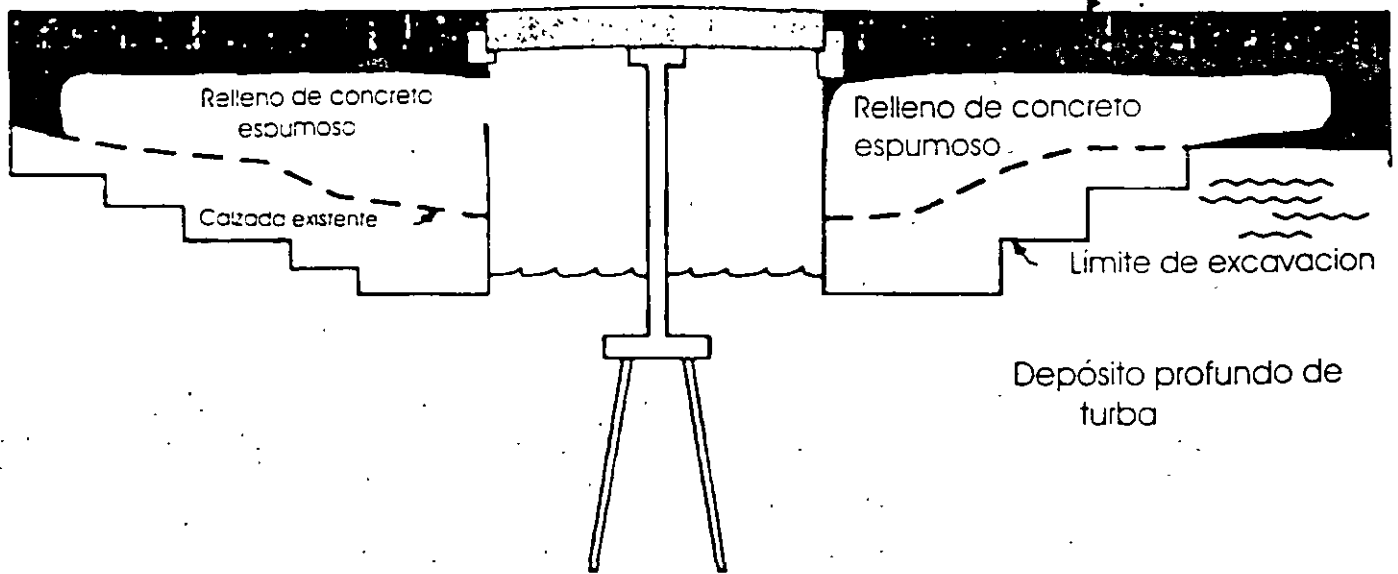


FIG. IV.6 RELLENO DE CONCRETO ESPUMOSO

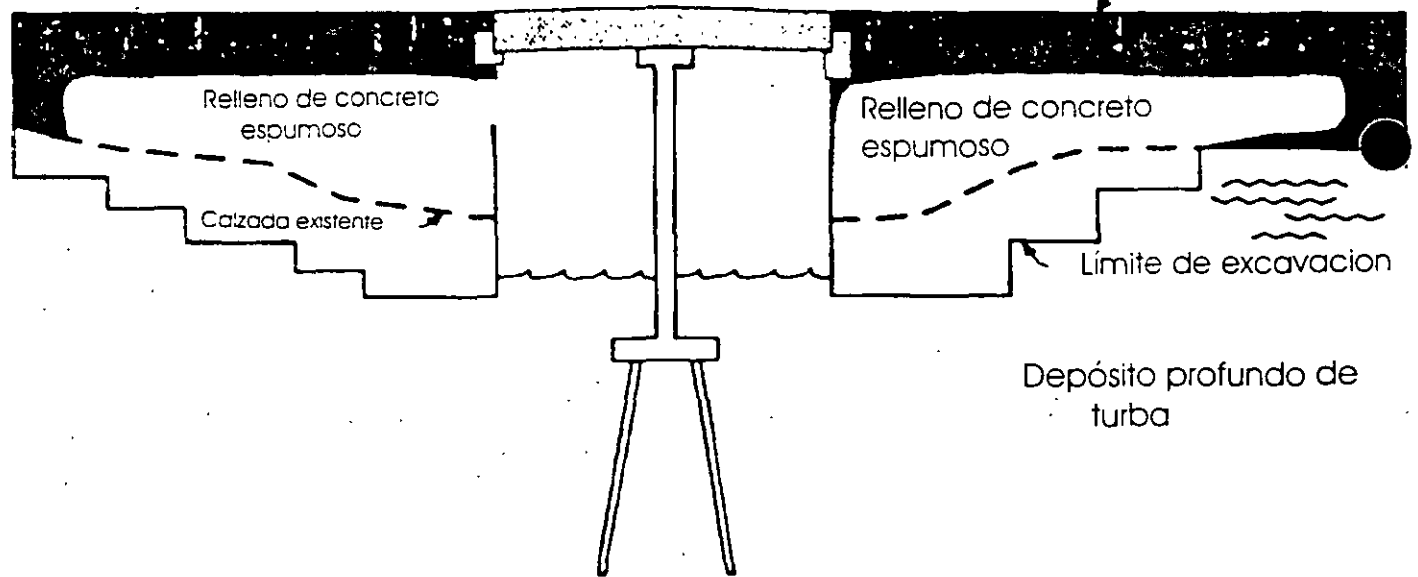


FIG. IV.5 RECIMENTACION

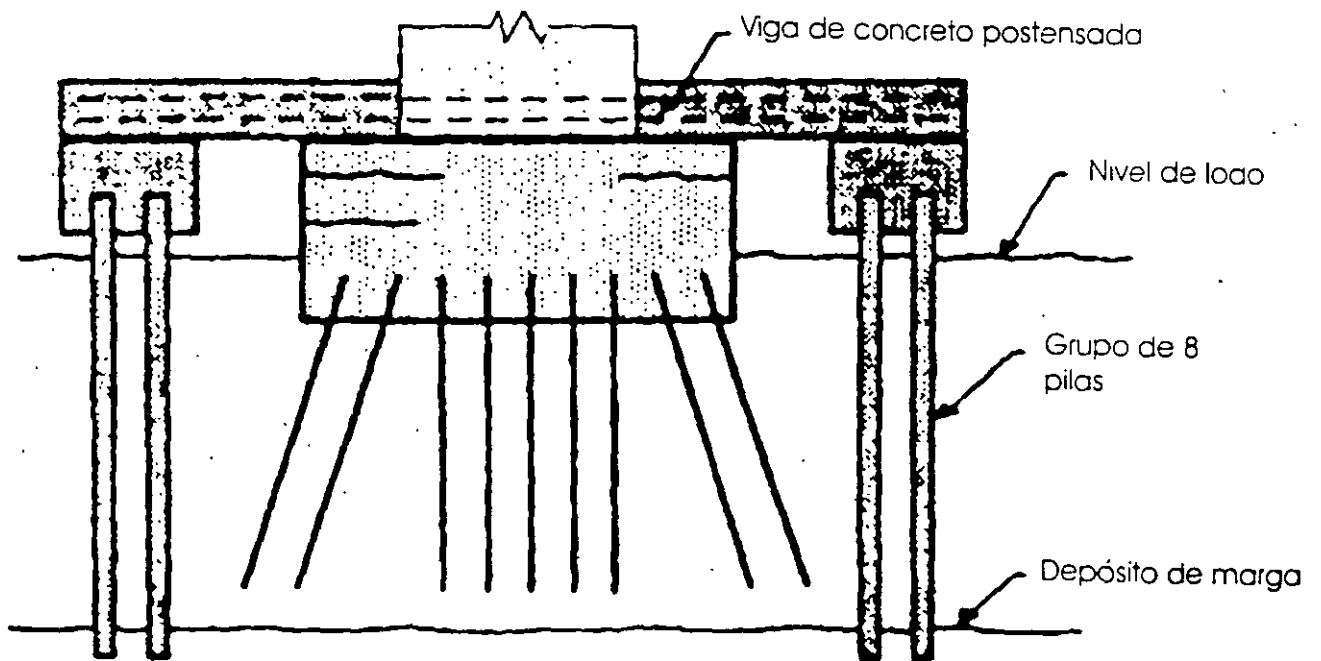


FIG. IV.5 RECIMENTACION

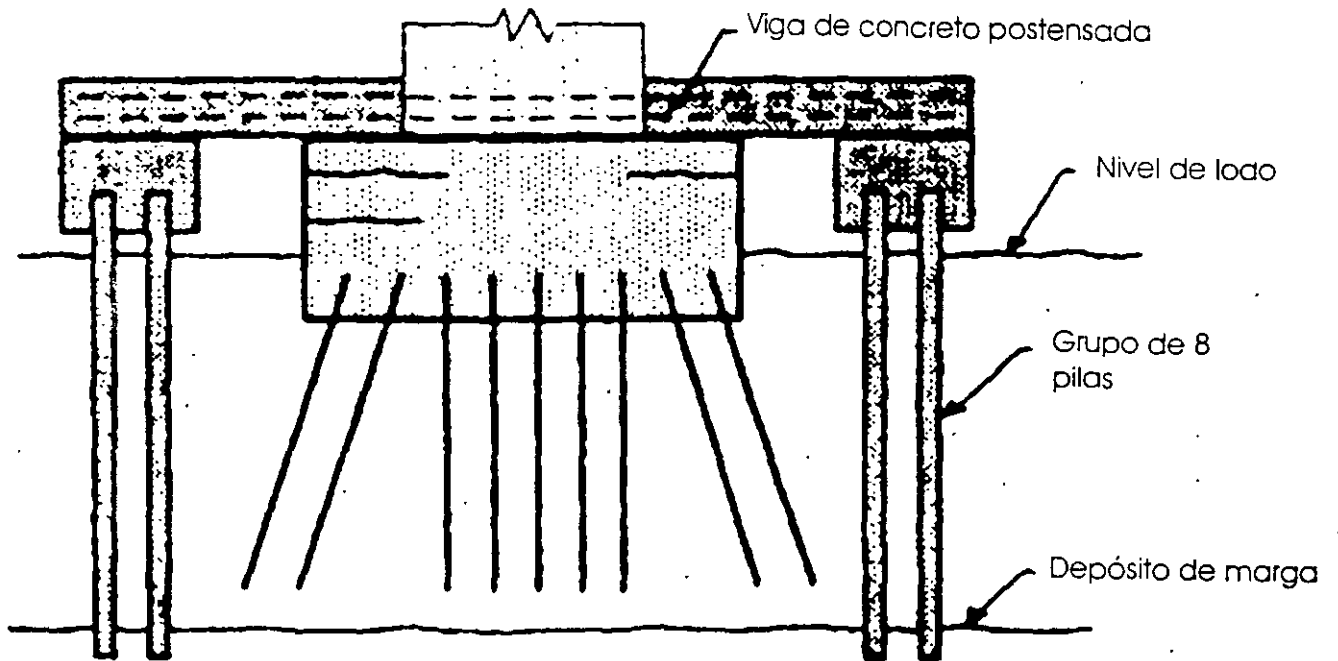
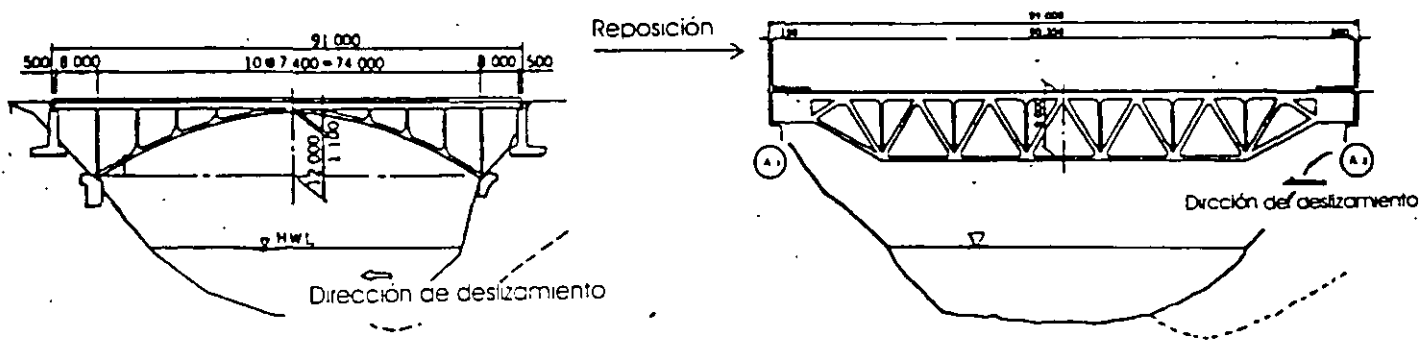
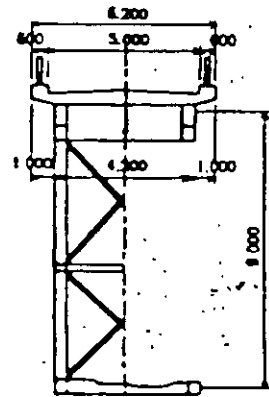


FIG. IV.4 REPOSICIONAMIENTO DE PUENTE



CORTE TRANSVERSAL

ARMADURA PRINCIPAL



VIGA CAJON

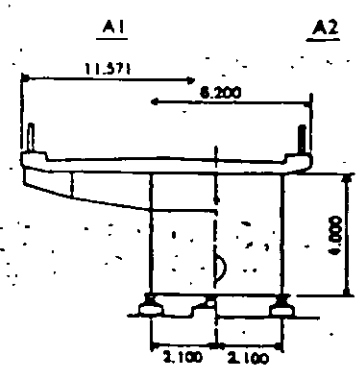
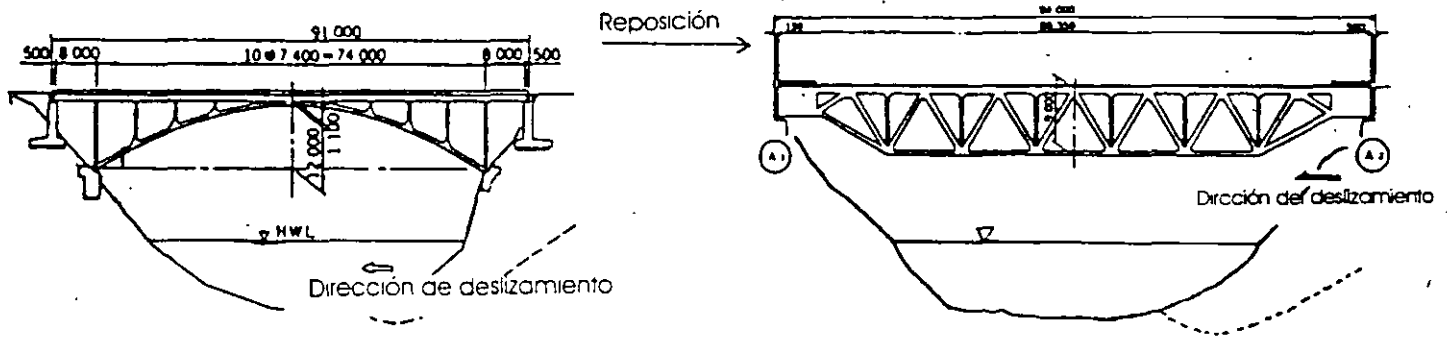
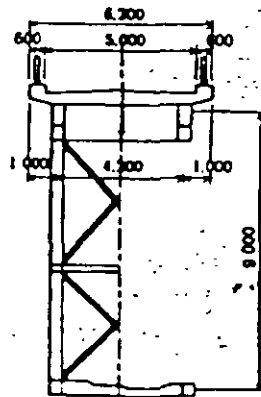


FIG. IV.4 REPOSICIONAMIENTO DE PUENTE



CORTE TRANSVERSAL

ARMADURA PRINCIPAL



VIGA CAJON

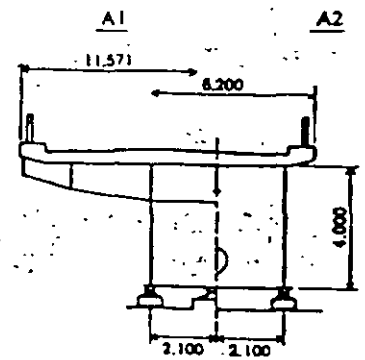


FIG. IV.3 APOYO DESLIZANTE

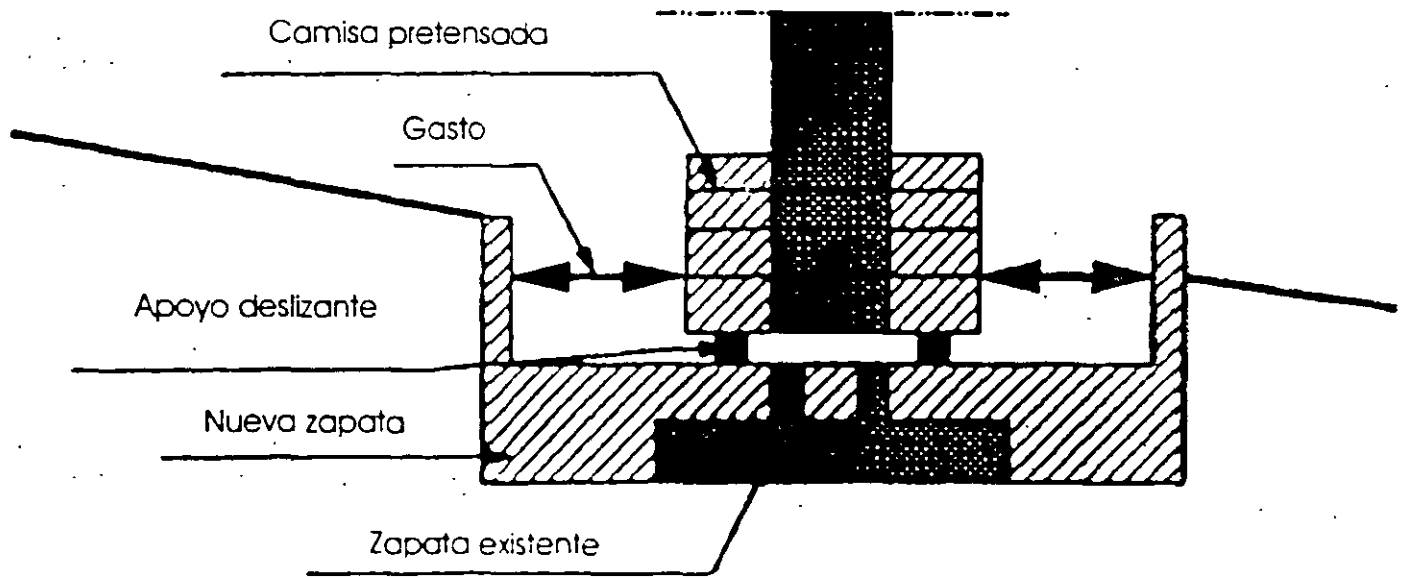
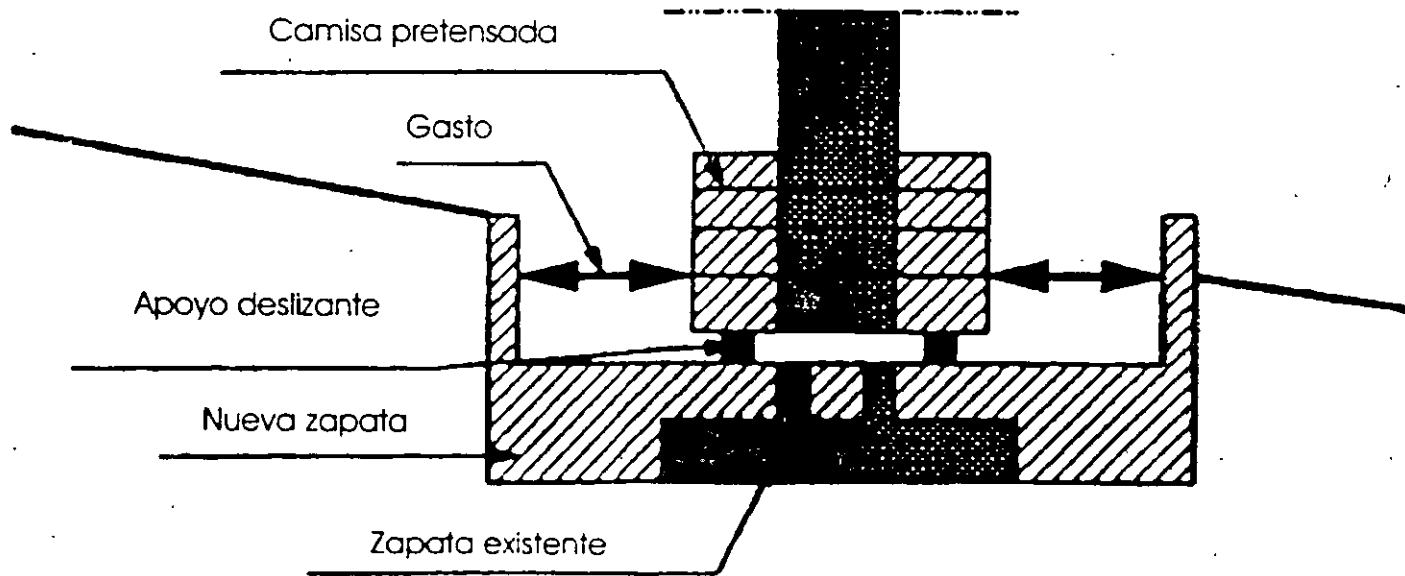


FIG. IV.3 APOYO DESLIZANTE







**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.  
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

**CURSOS INSTITUCIONALES**

**INSPECCIÓN MANTENIMIENTO Y REHABILITACIÓN DE  
PUENTES (Impartido por el IMT y esta División)**  
Del 27 de octubre al 7 de noviembre.

*Efectos de la Reacción Alkali Agregado en el Concreto*

Ing. Juan Luis Cottier Caviedes  
Palacio de Minería  
1997.

# **EFFECTOS DE LA REACCION ALCALI-AGREGADO EN EL CONCRETO**

**ING. JUAN LUIS COTTIER CAVIEDES**  
**CONTROL DISEÑO Y PATOLOGIA DE**  
**OBRAS CIVILES S.A. DE C.V.**

## **SINOPSIS**

Se intenta mediante el presente trabajo, mostrar el estado actual del conocimiento acerca de la reacción álcali-agregado, que constituye un aspecto muy particular de la durabilidad de las obras de concreto. El tema cobra interés día a día ya que van en aumento las obras identificadas como afectadas por la reacción, así como también se han identificado más agregados como potencialmente reactivos.

Se exponen en forma general los mecanismos de desarrollo de la reacción, los factores que influyen su creación como son: la presencia de álcalis en el concreto y los agregados potencialmente reactivos, entre otros. Se expone de igual forma cuales son los principales efectos que la reacción causa en el concreto, como son: agrietamiento y disminución de la resistencia, lo que afecta a las estructuras en su seguridad y durabilidad.

El concreto ha sido -desde su descubrimiento- reconocido como un material de construcción durable, entendiendo como durabilidad la capacidad de resistencia del material, a lo largo del tiempo, en relación con las condiciones del medio ambiente así como también con las condiciones de servicio de las estructuras.

Material compuesto de la mezcla de cemento, agua y agregados, los cuales al reaccionar y endurecer forman una piedra artificial, con un comportamiento que se acepta como homogéneo.

Las características propias del concreto como son: resistencia, manejabilidad, forma de producción, facilidad de tomar la forma del molde donde se deposita, durabilidad, etc., le han permitido ser el material de construcción más usado a través del tiempo.

En los inicios del siglo XIX se aceptaba la hipótesis de que los agregados (arena y grava) eran cuerpos inertes cuya función era principalmente como relleno sin actividad alguna, además se aceptaban solo dos agentes que causaban daños al concreto: el congelamiento y el agua de mar, haciendo a un lado cualquier otro tipo de reacciones que se relacionaran con la pasta y los agregados las cuales, por lo general, tienen efectos perjudiciales que normalmente dan origen a expansiones nocivas para la integridad del concreto.

Durante los años 20's y 30's en el estado de California, en Estados Unidos, se observaron una serie de agrietamientos en estructuras que cumplían ampliamente con las

especificaciones marcadas en los códigos de diseño, construcción y calidad de los materiales; motivados por encontrar una respuesta real al fenómeno de agrietamiento, un amplio grupo de técnicos se dieron a la tarea de estudiar el comportamiento inexplicable.

En el año de 1940 el investigador Thomas Stanton pudo demostrar la existencia de la reacción llamada álcali-agregado, como un proceso intrínseco de degradación del concreto, dejando en claro que las condiciones del medio ambiente en que se encuentran las estructuras son tan importantes como lo es el cemento y los agregados, reafirmando el verdadero papel que los agregados desempeñan como componentes activos, utilizados en la dosificación del concreto.

Estudios posteriores a los realizados por Thomas Stanton demostraron que éstos agrietamientos y expansiones en el concreto tenían su origen en una combinación de cemento con alto contenido de álcalis y agregados opalinos usados en su dosificación.

Durante las décadas siguientes este fenómeno se ha estudiado en diferentes laboratorios y en diversos países tales como Australia, Canadá, Francia, Nueva Zelanda, China, Sudáfrica, etc.; investigaciones que han experimentado un rápido progreso en distintas direcciones, logrando identificar los diferentes tipos de agregados que son susceptibles a intervenir en dicha reacción, mecanismos de desarrollo y métodos de diagnóstico. Muchos han sido los aportes al tema, sin embargo se pueden identificar cuatro como de particular importancia: Thomas Stanton de Estados Unidos quien explicó por primera vez el fenómeno de la reacción, Swenson de Canadá, quien identificó la reacción Alcali-Carbonato, Idarm de Dinamarca quien por primera vez investigó un concreto dañado con la reacción álcali-agregado en Europa y Vivian de Australia quien explicó los mecanismos de la reacción.

Las investigaciones de T. Stanton marcaron el camino para innumerables investigaciones en el área de la reacción álcali-agregado que han enfocado sus objetivos, primordialmente, en métodos que permitan seleccionar el agregado a utilizar para evitar la reacción, dejando en un plano secundario la identificación del fenómeno en el concreto endurecido, sistemas de monitoreo del desarrollo de la reacción, así como métodos y materiales de reparación de estructuras afectadas por la reacción.

## **PRINCIPIOS DE LA REACCIÓN ALCALI-AGREGADO**

La reacción álcali-agregado se identifica como un proceso fisicoquímico en el cual intervienen principalmente los minerales que constituyen la roca utilizada como agregado, según sea su naturaleza cristalina o amorfa y los hidróxidos alcalinos del concreto que pueden ser aportados, bien por el cemento, por los mismos agregados o por algún agente externo.

Gran parte de los agregados utilizados en la dosificación del concreto con cemento portland son químicamente estables y sin interacción deletérea con otros ingredientes del

concreto, sin embargo este no es el caso de los que contienen ciertos minerales que reaccionan con los álcalis solubles en el concreto.

Esta reacción que se genera es denominada en forma general como álcali-agregado, identificándose tres diferentes tipos de reacción como son:

- Alkali-carbonato.
- Alkali-silicato.
- Alkali-silice

Varios tipos de interacciones pueden ocurrir en cada clase y no todas son necesariamente expansivas o deletéreas.

De las reacciones presentadas, la primera se considera diferente de las otras pues se lleva a cabo entre los álcalis aportados por el cemento en la fase líquida del concreto y las rocas carbonato; este es un caso poco frecuente. Se identifica como un proceso químico de dolomitización esto es una descomposición de la dolomita ( $\text{CaMgCO}_3$ ) en presencia del hidróxido de calcio  $\text{Ca(OH)}_2$  propiciando la formación de calcita  $\text{CaCO}_3$  y de brucita  $\text{Mg(OH)}_2$ , minerales estables e insolubles.

En la realidad se conoce poco de este tipo de reacción por lo poco frecuente que se presenta. Existe un solo tipo que se produce en presencia de agregado fino o arena dolomítica, la cual contiene calcita y arcilla intersticial y produce expansiones significativas.

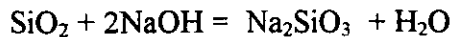
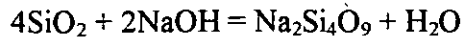
Las reacciones álcali-silicato ocurren en concretos ricos en álcalis los cuales contienen argilita y rocas del tipo grauvaca en el agregado. La reacción de este género de rocas y los álcalis es por lo general lenta y no está completamente comprendida. Los constituyentes silíceos en los agregados pueden expandirse causando la ruptura del concreto. Por la expansión de partículas individuales, se sugiere la absorción de agua sobre las superficies alúmino-silicosas previamente secas localizadas en las porciones microcristalinas de las mismas. Se deduce que puede existir una relación directa entre la cantidad de material microcristalino, la porosidad y la expansión del concreto que contiene estos agregados.

La reacción más frecuente donde intervienen los hidróxidos álcali y el material silíceo de los agregados del concreto es identificada como álcali-silice, fenómeno que es particularmente expansivo ya que tiene la capacidad de desarrollar suficiente presión de dilatación para fisurar y romper el concreto. Generalmente la reacción progresa lentamente, permitiendo que las expansiones sean previstas algunos años antes de que el daño de la estructura sea de gravedad.

Esta reacción tiene la particularidad de producir un gel álcali-silíceo el cual es higroscópico y es el resultado de la interacción de los álcalis solubles en el cemento y los elementos integrantes de las partículas de agregados, que por su característica de ser

hidrofilico absorbe humedad, incrementando su volumen. De esta manera, genera presiones suficientes para fracturar la estructura del concreto.

De acuerdo a diferentes investigadores, la reacción se considera que progresa en función de las siguientes ecuaciones idealizadas.



En términos generales, la reacción puede ser en dos etapas. La primera es la hidrólisis de la sílice reactiva por OH- formando un gel, y en una segunda fase comienza la absorción de agua por lo cual el gel aumentará de volumen induciendo a la generación de presiones que formarán microgrietas cercanas a los lugares de la reacción, permitiendo su propagación y aglutinamiento, provocando así, agrietamientos dentro de la estructura del concreto y expansiones generalizadas del elemento afectado, como se observa en la foto 1.

Se observa que al aparecer las primeras grietas, estas permiten el acceso de agentes degradantes al interior del concreto, ocasionando que aparezcan otros mecanismos destructivos. El fenómeno de corrosión del acero de refuerzo, no se desarrolla en forma convencional, debido al pH del gel que es altamente alcalino. El fenómeno de lixiviación del carbonato de calcio es común. El carbonato de calcio se deposita sobre las superficies externas del concreto, y deja intersticios mayores en el interior del mismo. Se ha encontrado etringita en las grietas, mismas en las que se ha observado el gel álcali-silicoso, observándose las variedades de etringita cristalina y amorfa, así como desarrollos normales de portlandita en la matriz cementante.

Es importante hacer notar, que en la mayoría de los casos, la etringita encontrada es la que normalmente se forma entre el aluminato tricálcico y el sulfato de calcio en la hidratación del cemento, lo que sugiere que ninguna fuente externa de ataque de sulfatos ha causado el desarrollo de la etringita, sino que por el contrario el sulfato necesario se deriva de la matriz cementante.

El remplazo de gel por etringita también sugiere que la reacción avanza antes de la formación total de la misma, la cual se estima que se desarrolla de manera principal en el gel, cuya composición es muy variable como se puede observar en la tabla 1.

El transporte de iones sulfato conjuntamente con el agua para la hidratación del gel álcali-silice, quizá sea el mecanismo por medio del cual los cristales de etringita se desarrollen y crezcan. Su crecimiento en microgrietas y poros en la pasta de cemento pueden ejercer suficiente presión dentro de la estructura del concreto para contribuir a las expansiones observadas en elementos estructurales

## NECESIDADES DE ALCALIS EN LA REACCIÓN ALCALI-SÍLICE.

En forma generalizada las estructuras de concreto que se han identificado como dañadas por la reacción fueron construidas con un concreto con cemento portland ordinario, el cual normalmente contiene una pequeña proporción de sodio (Na) y potasio (K) presentes como sulfatos y sulfatos dobles (Na, K) SO<sub>4</sub>, los cuales tienden a cubrir a otros minerales del clínker y también como constituyentes menores en los otros minerales del cemento.

Al parecer los álcalis tienen su origen en la materia prima utilizada en la fabricación del cemento, usualmente la fracción arcillosa y el carbón (si éste es utilizado como combustible del horno). Si el material arcilloso utilizado como materia prima contiene mica o arcilla íltica, entonces el clínker producido estará enriquecido con potasio, mientras que si está presente el feldespato degradado, el clínker puede contener más sodio o potasio, o ambos, dependiendo de la composición del feldespato en la materia prima.

Las cantidades finales de los álcalis presentes en un clínker dependerán de las proporciones de mica, ilita o feldespato en la alimentación del horno.

Las fases álcalis tienden a ser una fracción volátil en el ambiente del horno. Alrededor de un % se volatiliza durante el proceso de quemado. Una gran cantidad del álcalis es redepositado en la cadena de sección del horno y en los precalentadores, precipitadores de polvos y filtros. A fin de reducir los consumos de combustible y emitir gases más limpios, la recirculación de polvos es práctica común en las plantas modernas pero este procedimiento tiene un efecto adverso en la composición del clínker del cemento.

Con el objeto de contabilizar la cantidad de álcalis presentes en el cemento o concreto se ha generalizado la práctica de expresar el contenido de álcalis en términos de sodio equivalente, correlacionando los óxidos de sodio y potasio en términos de proporciones moleculares. El cálculo a seguir es bajo la relación matemática siguiente:

Sodio equivalente =  $na_0 + 0.653 K_2O$  relación en peso.

Cuando el valor del sodio equivalente se encuentra por debajo de 0.6% en peso, la reacción álcali-sílice no puede llevarse a cabo; este valor es recomendado por muchos autores como máximo permitido a fin de minimizar el riesgo de daño. Del mismo modo, la masa de álcalis provenientes de otras fuentes no debe ser mayor de 3 kg/m<sup>3</sup> en el concreto. Es importante señalar que en estructuras donde se ha identificado la reacción, estos valores han sido encontrados en niveles menores. Esto puede ser quizá por el resultado de álcalis que han sido lixiviados de la estructura con el tiempo.

Una vez iniciada la reacción, es capaz de generar suficiente energía libre, que le permite continuar a pesar de los bajos niveles de álcalis, o concentraciones altas de álcalis muy localizadas dentro del concreto, siendo capaces de mantener la reacción en esos sitios.

Se tienen evidencias en base a microscopía electrónica de que, a pesar de que existan bajos niveles de álcalis en la pasta de cemento, las partículas reactivas de agregado en el mismo concreto pueden inducir niveles altos de reacción dentro del concreto, en su conjunto.

### **COMPONENTE SÍLICE-REACTIVO EN EL CONCRETO**

Para que la reacción se lleve a cabo, es necesaria la presencia de una determinada forma de "sílice reactivo". El volumen para producir efectos deletéreos necesita ser solo muy pequeño. En estructuras donde se han observado daños calificados como severos, se han reportado componentes reactivos del 2%. Existen varios tipos de rocas que son utilizados en la fabricación del concreto y solo rocas puras tales como las calizas, se pueden excluir de la posibilidad de contener una pequeña proporción de una forma de sílice reactiva, ya sea como constituyente original, primario o secundario.

El considerar únicamente el tipo de roca como criterio para evaluar su potencial de reactividad, nos lleva a situaciones erróneas, por lo cual diversos autores han puesto especial atención en los constituyentes minerales de la roca misma.

Aunque por lo general, la mayor parte de las rocas son capaces de contener formas reactivas de sílice, el número de tipos de sílice que exhiben reactividad es pequeño.

Probablemente los requisitos dominantes para que un material sea reactivo son: entre otros, que deberá ser una forma de sílice que es pobremente cristalino o contiene muchos defectos de arreglo, o alternativamente debe ser amorfa o vítrea en carácter. Un ejemplo de los minerales naturales que cumplen estos criterios se presenta en la tabla 2.

Algunos granitos, gneises graníticos, hornblendas y grauvacas, se ha encontrado que son reactivos cuando se utilizan en el concreto. Se ha notado que, aunque el mineral reactivo preciso constituyente dentro de estas rocas no pueden ser identificado, los granos de cristal de cuarzo que ellas contienen muestra que son amorfos cuando son examinadas utilizando un microscopio polarizado. Una observación ulterior (ref. 6) mostró que la reactividad puede ser correlacionada en forma general con la severidad del esfuerzo.

Además de las características de la sílice reactiva, existen otros factores que influyen en la forma como se desarrolla la reacción y la intensidad de sus efectos.

Entre los factores más importantes se encuentran la temperatura, la humedad y la granulometría de los agregados.

La temperatura es un factor que incrementa la velocidad con que se produce la reacción e intervienen en las dos etapas del desarrollo de la reacción: creación del gel y proceso de expansión.

Existe una prueba la cual permite demostrar la influencia de la temperatura en la primera etapa. Esta prueba es identificada como "trozo de gel" y fue desarrollada por Jones y

Tarleton (ref. 2), en la cual las partículas de agregado reactivo están expuestas a soluciones concentradas de álcali sobre la superficie de una tableta de cemento, a temperatura ambiente. Los materiales altamente reactivos, tales como el ópalo, desarrollan gel sobre sus superficies, dentro de unos pocos días de almacenados. Si la temperatura de almacenamiento alcanza unos °C, el desarrollo de gel sobre la superficie de tales partículas ocurrirá dentro de 24 horas, mientras que en algunos materiales menos reactivos tales como algunos pedernales, comenzarán a mostrar desarrollo de gel, aunque a temperaturas normales no se presenten signos de tal reacción.

En la segunda etapa de la reacción, cuando la temperatura es alta, las expansiones producto de la absorción de agua se generan en forma más rápida y su inicio es más temprano. Sin embargo a medida que la reacción continúa, tanto el rango de reacción como el rango de expansión disminuyen. Cuando los concretos reactivos son almacenados a bajas temperaturas, reaccionan en forma más lenta, sin embargo, eventualmente, la expansión alcanza el mismo nivel y puede exceder las expansiones alcanzadas a altas temperaturas.

La influencia de la variación de la temperatura y su ciclicidad sobre la reacción y la expansión, es aún un tema de discusión, pues los efectos resultantes de una variación rápida en la temperatura estarán presentes en las capas externas y expuestas dado que los cambios de temperatura dentro de una estructura de concreto en circunstancias normales serán lentos y limitados.

Existen numerosos reportes donde se indica que las partes de una estructura que están expuestas a los elementos del medio ambiente están más severamente dañados por los efectos de la reacción, que otras partes que se encuentran protegidas del intemperismo. Existen casos donde hay una diferencia notable entre la superficie expuesta a la humedad y los lados protegidos en una misma estructura.

El agua tiene una función dual. Primeramente, es esencial como portador de los cationes álcali e iones oxhidrilo, y en segundo lugar es absorbida por el gel hidroscópico, el cual se expande, desarrollando presiones suficientes para agrietar al concreto.

Es importante recordar que el concreto aún en condiciones secas, tendrá la capacidad de absorber agua, así que, con la excepción de una capa exterior de poco más de 10 mm de espesor la humedad relativa dentro del concreto permanecerá entre un 80 a 90%.

Investigaciones y experimentos han demostrado que los efectos de la reacción tales como la expansión, varían directamente con el porcentaje de humedad relativa del concreto. El tipo de relación se ilustra en la figura 1, donde puede verse que abajo del 70% de la humedad relativa, la expansión y la reacción expansiva no son significativas, pero arriba del 80% de humedad relativa, los efectos de expansión se ve que se incrementan dramáticamente.



Se ha observado así mismo, que la reacción puede ser capaz de formar geles de bajo contenido de humedad, en un inicio, los cuales se expandirán y ejercerán presiones conducentes a la expansión inmediatamente que llega a haber disponibilidad de agua; también hay evidencias de que el gel parcialmente deshidratado puede ser rehidratado, generándose así una expansión cuando se añade agua adicional al espécimen, debido a que el gel seco que se ha vuelto blanco y carbonatado, puede ser reconstituido y no será fácilmente soluble en agua.

### **RELACIÓN "PÉSIMA"**

Se han mencionado los diferentes factores que gobiernan el desarrollo de la reacción álcali-agregado. Sin embargo, es interesante indicar que las peores condiciones que pueden presentarse en un concreto no son aquellas donde los factores de reacción se encuentran en sus máximas concentraciones. Este fenómeno fue ampliamente estudiado por Vivian (ref. 3), denominando a dicho ámbito como "proporción pésima", en donde demostró que para cada agregado reactivo, tiene que estar presente un determinado contenido de álcali, para que se produzca la máxima expansión. De dichos estudios se encontraron curvas que, esquemáticamente, pueden ilustrarse de acuerdo a la figura 2.

Las curvas obtenidas varían en función de la cantidad y distribución granulométrica del agregado reactivo, es decir, de la superficie expuesta a la reacción y de la relación sodio o potasio en que se presentan los álcalis liberados.

Así, resulta que cementos con muy distintos contenidos de álcalis, pueden dar la misma expansión, con un agregado determinado, variando la proporción de éste último.

### **EFFECTOS DE LA REACCIÓN ALCALI-AGREGADO**

Como se ha comentado, la reacción álcali-agregado es un fenómeno de carácter expansivo, el cual produce agrietamientos, generando esfuerzos en el seno del concreto con la aparición de fisuras. La reacción tiene lugar en la unión de la pasta y el agregado reactivo, así como también en pequeños poros y microfisuras. En ocasiones se genera un anillo en el contorno del agregado reactivo según se observa en la fotografía 2, y en ciertos casos se presenta una exudación en la superficie del concreto que permite que sea más visible el agrietamiento superficial del concreto (ver foto 3).

La expansión del concreto tiene una influencia negativa en las propiedades mecánicas del mismo. El investigador Swamy ( ref. 5) en uno de sus trabajos, investigó el comportamiento de los concretos dosificados con agregados considerados como altamente reactivo, uno, y otro como de reactividad moderada según se muestra en la tabla 2; en ella, se puede ver la pérdida en la resistencia a compresión simple, la cual puede llegar a ser de un 40 a un 60% menor a la resistencia especificada de proyecto. De igual manera se tiene registro de una disminución de resistencia a tensión de alrededor de un 65 a 80% . La pérdida de resistencia y del módulo de elasticidad, intervienen en la rigidez de los

elementos y, consecuentemente, influyen en el comportamiento estructural y la durabilidad de las edificaciones.

La presencia de acero en el concreto es un elemento que interviene en el aspecto del agrietamiento, ya que impone restricciones a la fisuración. Por la naturaleza expansiva del fenómeno y los esfuerzos creados en la masa del concreto, el aspecto de las fisuras creadas por el agrietamiento en elementos sin refuerzo, será de forma casual y muy irregular, ocurriendo en todas direcciones, con un aspecto como el de la piel de un cocodrilo, también conocido como "mapeo" (fotos 4 y 5). En estructuras reforzadas, el panorama es diferente, ya que las fisuras se presentan en forma paralela al acero principal y en dirección de los esfuerzos predominantes. La expansión creada en el concreto impone esfuerzos de tensión al acero de refuerzo, que aunados a los esfuerzos de compresión del concreto contiguo al refuerzo le imponen una restricción para deformarse, lo cual da lugar al nacimiento de fisuras paralelas a la posición del refuerzo, mismas que pueden llegar a tener un espesor de 15 mm y una profundidad de 30 cm, sobrepasando por mucho, la capa de recubrimiento de los elementos (foto 6).

Debido a que la humedad y temperatura favorecen el desarrollo de la reacción, el daño causado podrá variar en una estructura, ya que los elementos que se encuentran en contacto con el medio ambiente estarán mayormente afectados que aquellos que se encuentran protegidos, aún cuando todos ellos estén contruidos con el mismo concreto.

Los métodos de auscultación y diagnóstico de un concreto dañado, así como la evaluación del grado de reactividad de los agregados quedan fuera de los objetivos del presente trabajo, sin embargo es importante comentar que existen grandes adelantos en las investigaciones que permiten contar con métodos confiables para poder determinar la inclusión a fin de minimizar los efectos nocivos de la reacción álcali-agregado.

## CONCLUSIONES

La reacción álcali-agregado es un fenómeno de carácter expansivo, el cual tiene su origen en la interacción química entre los álcalis en el concreto y, de la humedad y la temperatura. Por la naturaleza de la reacción, se puede definir su desarrollo en dos etapas principales que son; la primera formación de gel, y la segunda absorción de agua y expansión del producto alcalino provocando daños al concreto. Las dos etapas, aún en estudio, se generarán en una estructura en medio ambiente normal.

Los efectos causados por la reacción van desde la aparición de fisuras en la masa del concreto hasta llegar a la disminución en la resistencia a compresión simple del concreto y variación en el módulo de elasticidad, efectos irreversibles que merman la seguridad y durabilidad de las estructuras afectadas.

El conocimiento del principio de la reacción y los factores que la generan y desarrollan ha permitido la creación de una serie de ensayos y metodologías orientadas a evitarla, siendo aún motivo de estudio el seguimiento que se debe dar a una estructura afectada y, principalmente que tipo de soluciones son aplicables para reparar elementos dañados por la reacción.

## REFERENCIAS

1. Swamy, editor "The Alkali-Silica Reaction in Concrete". Concrete Technology and Design Series, Blackie and Son Ltd., Great Britain, 1991.
2. Swamy. "Alkali-Aggregate Reactions in Concrete: Material and Structural Implications".
3. Swamy, editor. "The alkali-Silica Reaction in Concrete". Blackie and Son Ltd., Scotland, 1992.
4. Mena Ferrer Manuel. "Reacción Alkali-Silice en el Concreto". Revista IMCYC, VOL. 21, 1983, PP 17-31.
5. "Recommendations Provisoires pour la Prevention des Desordres dus à l'Alkali-Reaction". Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Ministère de l'Équipement du Logement, des Transports et de la Mer. Paris. Janvier 1991.
6. Calleja José. "Posibilidades de Utilización de Aridos Locales para Hormigones de Firmes Rígidos". Curso de Pavimentos de Hormigón del Colegio de Ingenieros de Caminos y Puertos. España, 1986.
7. Petterson Karin. "Effects of Silica Fume on Alkali-Silica Expansion in Mortar Specimens". Swedish Cement and Concrete Research Institute. Stockholm, 1992.
8. Suplemento Mexicano del Informe del ACI-201; "Guía para la Durabilidad del Concreto". México, Noviembre, 1989.
9. Kostmatka H. Steven, Fiorato Anthony. "Detecting and Avoiding Alkali-Aggregate Reactivity". Concrete Technology Today, Portland Cement Association. Skokie, Ill., November, 1991.
10. Building Research Establishment Digest. "Alkali Aggregate Reactions in Concrete". Building Research Station, Garston, United Kingdom, March, 1988.
11. British Cement Association. "The Diagnosis of Alkali-Silica Reaction". Publication 45.042.

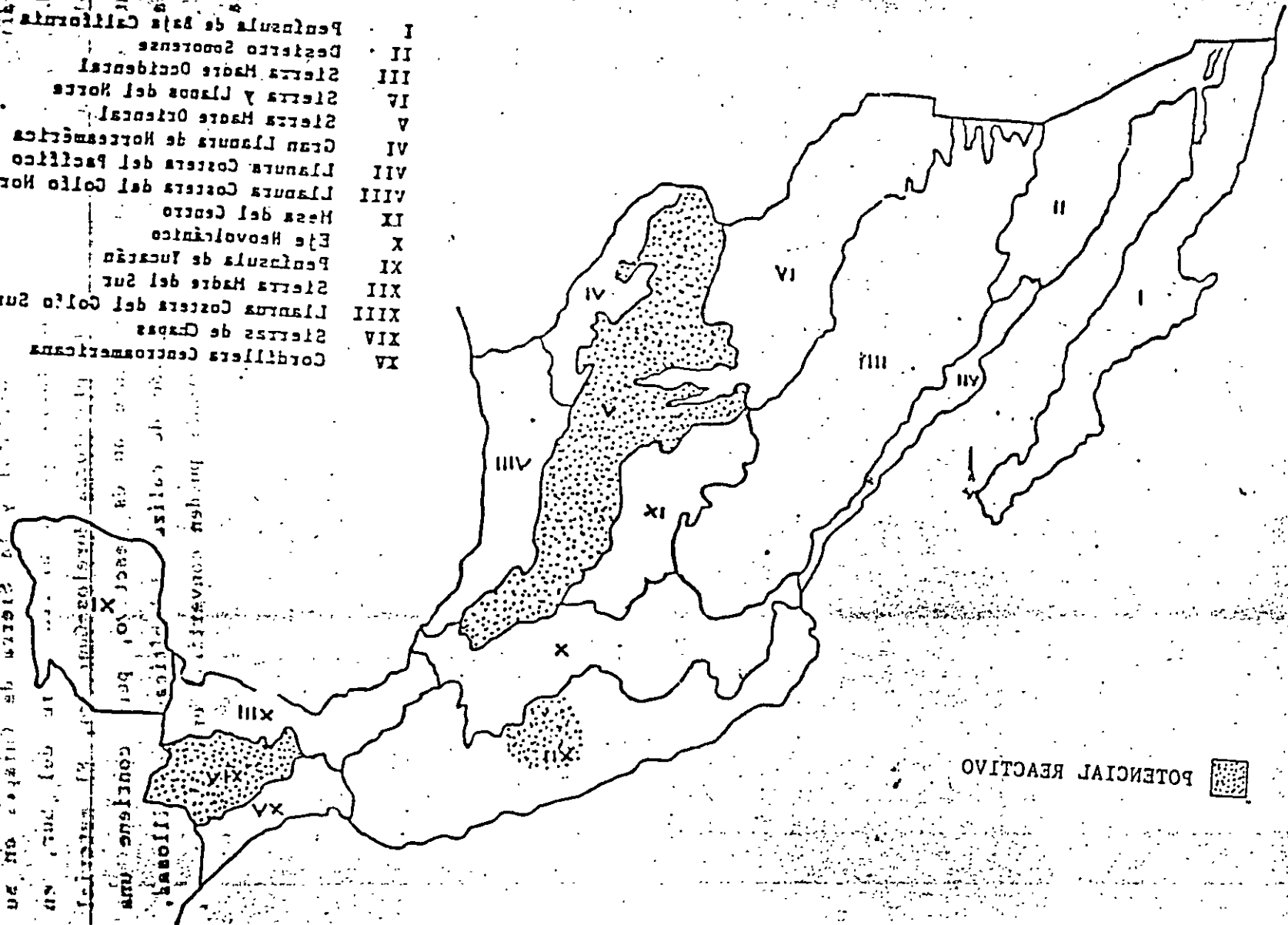
12. Veronelli Dante J.E. "Durabilidad de los Hormigones. Reacción Arido-Alcali". Monografía No. 352, Instituto Eduardo Torroja, Madrid, septiembre 1978.
13. Regourd M., and Hourian H. "Microstructure of Reaction Products" Proceedings of the Seventh International Conference on Concrete Alkali-Aggregate Reactions. 1986.
14. Dolar Mantuini. Handbook of Concrete Aggregate, a Petrographic and Technological Evaluation. Noyes Publication. N.J., U.S.A.
15. ASTM C227-81 Potential Alkali Reactivity of Cement Aggregate Combinations (Mortar Bar Method). American Society for Testing and Materials, Philadelphia, 1982.
16. Mullick A.K. "Distress in a Concrete Gravity Dam due to Alkali Silica Reaction", "Cement Composites and Lightweight Concrete, vol. 10, no. 4, Nov. 1988.
17. Swamy R. N., Al Asali M. "Expansion of Concrete due to Alkali-Silica Reaction". ACI Materials Journal, vol. 85, U.S.A., Jan-Feb, 1988.
18. Swamy R. N., Al Asali M. "Engineering Properties of Concrete Affected by Alkali-Silica Reaction". ACI Materials Journal, vol. 85. U.S.A., Nov-Dec., 1988.

Tabla 1. Análisis Químicos del Gel Alkali-Sílice  
Desarrollados por Diferentes Investigadores.

Na <sub>2</sub> O	K <sub>2</sub> O	SiO <sub>2</sub>	CaO	MgO	DIFERENCIA	INVESTIGADOR
					EN 100%	
12.9	-	53.9	2.9	0.6	29.8	Stanton (1942)
12.9	-	53.4	2.6	0.8	30.2	
14.9	5.2	61.7	0.6	-	17.6	Idorn(1961)
13.4	5.1	65.5	0.5	0.2	15.3	
12.4	4.9	69.9	0.3	0.5	12.0	
17.9	8.2	73.7	1.1	0.1	0.0	
9.4	4.1	72.8	1.3	0.2	11.2	
14.6	6.2	61.9	-	0.1	17.2	
16.2	5.7	58.8	-	-	21.3	
8.2	4.1	56.1	17.4	0.2	14.0	
8.3	5.0	28.5	22.4	0.2	35.6	
1.2	0.4	51.4	29.9	10.0	17.1	
7.4	0.7	53.0	22.1	10.0	16.7	
1.5	13.9	38.9	27.3	--	17.4	Hobbs (1980)
0.4	4.7	51.1	21.5	--	22.3	Regourd (1983)
	0.6	27.9	35.2	--	36.2	
1.0	6.9	61.5	9.2	--	21.3	Oberholster (1983)
1.0	6.2	53.8	8.2	--	30.7	
1.8	5.5	49.9	12.8	--	29.9	
1.0	5.2	50.4	12.0	--	30.7	
1.4	9.0	62.9	12.5	---	13.8	
0.8	7.4	53.2	10.0	--	28.4	
1.2	4.1	66.5	6.5	--	21.7	Baronio (1983)
3.7	12.9	43.3	21.8	0.8	14.0	Mullick (1986)
3.9	11.7	49.4	15.9	0.5	16.7	



- PROVINCIAS FISIOGRAFICAS
- I Península de Baja California
  - II Desierto Sonorense
  - III Sierra Madre Occidental
  - IV Sierra y Llanos del Norte
  - V Sierra Madre Oriental
  - VI Gran Llanura de Norteamérica
  - VII Llanura Costera del Pacífico
  - VIII Llanura Costera del Golfo Norte
  - IX Mesa del Centro
  - X Eje Neovolcánico
  - XI Península de Yucatán
  - XII Sierra Madre del Sur
  - XIII Llanura Costera del Golfo Sur
  - XIV Sierras de Guadalupe
  - XV Cordillera Centroamericana

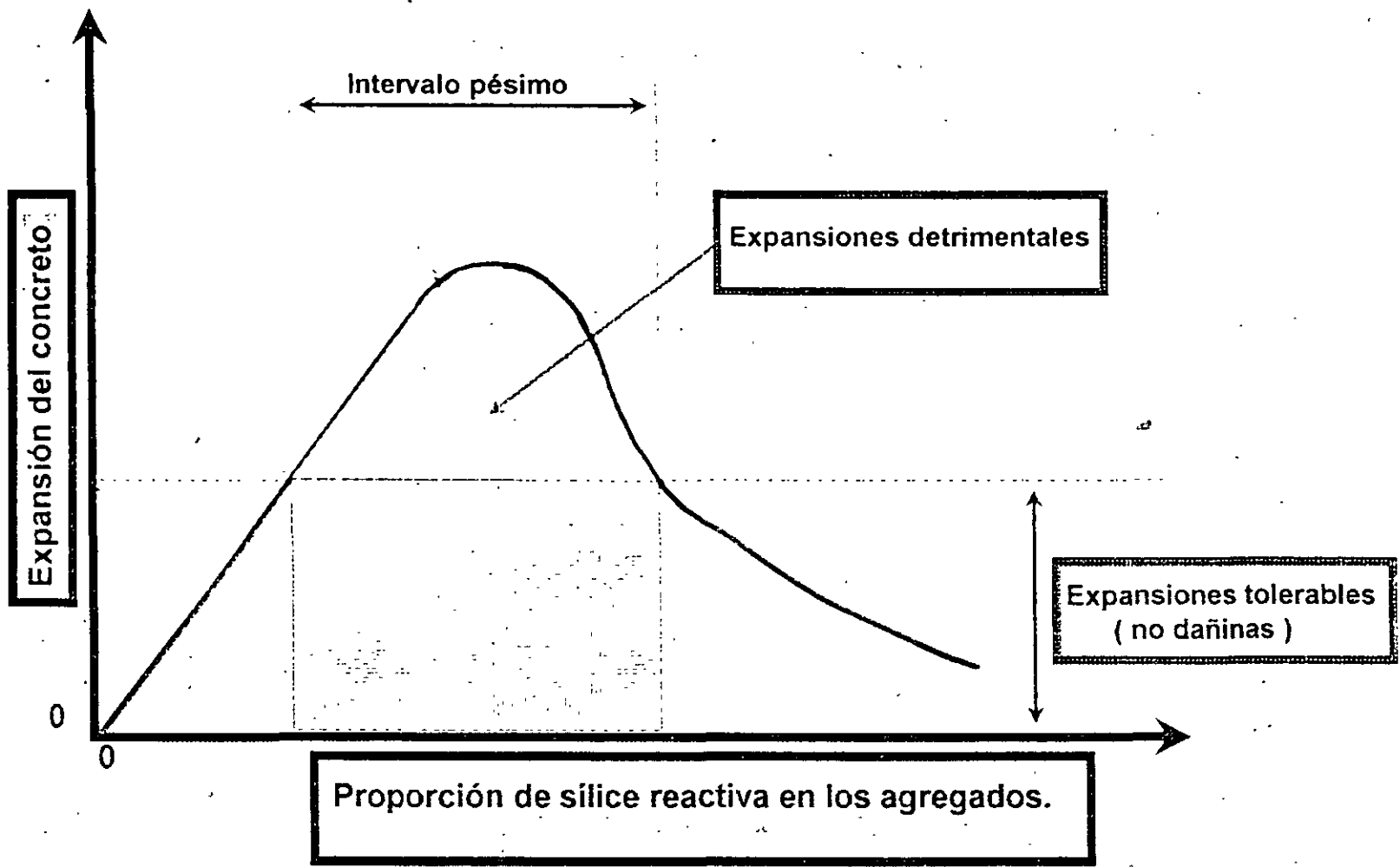


POTENCIAL REACTIVO

Las zonas con focos carbonatadas potencialmente reactivas con los álcalis.

El potencial reactividad de las zonas con focos carbonatadas en las provincias fisiográficas de México se muestra en el mapa adjunto. Este potencial reactividad se define como la capacidad de las zonas con focos carbonatadas para reaccionar con los álcalis.

# REACCION ALCALI-AGREGADO





## Seismic Strengthening of Unreinforced Masonry buildings with Carbon Fibers

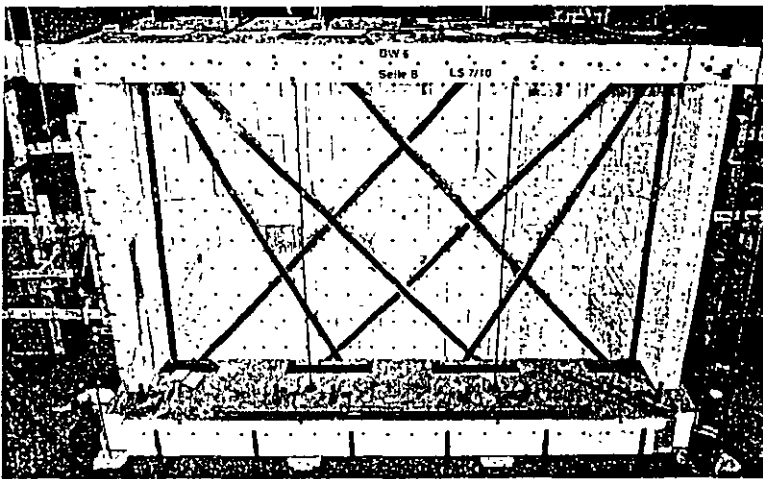
Today, earthquake or storm disasters have become a great public concern, and a steadily growing effort is directed towards the professional repair of the damages and the updating of codes and standards in this sector. Consequently, large retrofiting programs for existing structures are under way in many countries. This includes, of course, the great number of unreinforced masonry (URM) buildings in the world's typical seismic countries or hurricane

material suppliers and specialized contractors, the Swiss Federal Laboratories of Material Testing and Research (EMPA) developed these procedures and verified them by numerous full scale tests. The result of this joint effort is a proven design concept for the practicing engineer, a complete product system from the material-supplier, very simple quality assurance guidelines for the field engineer and a set of clear application instructions for the contractor.

CFRP laminates consist of the combination of high performance carbon fibers with a matrix of epoxy resin. Their thickness is 1,2 mm and the variable width is between 50 and 100 mm. The laminates are manufactured in the pultrusion process and therefore can be delivered to the site in next to endless rolls. There, they are easily measured out to the required lengths. Due to the materials involved, these laminates are extremely corrosion resistant; what they need, of course, is UV-protection.

The CFRP laminates are homogeneously bonded to the surface of the URM-walls, in any desired direction, by means of a special epoxy adhesive. With a self-leveling epoxy grout, the ends are firmly anchored into the adjacent reinforced concrete floors-, ceilings- or columns. During earthquake shaking, or under horizontal windstorm-loads, the bearing behavior of the strengthened URM-wall is best visualized as analogue to the force-distribution in a simple truss-structure: The CFRP laminates act as the tension-members, while the compressive forces are carried only by the masonry material.

As a result of this method, the load carrying capacity, as well as the horizontal ductility will be remarkably increased. Furthermore, an uniform crack distribution will develop and the

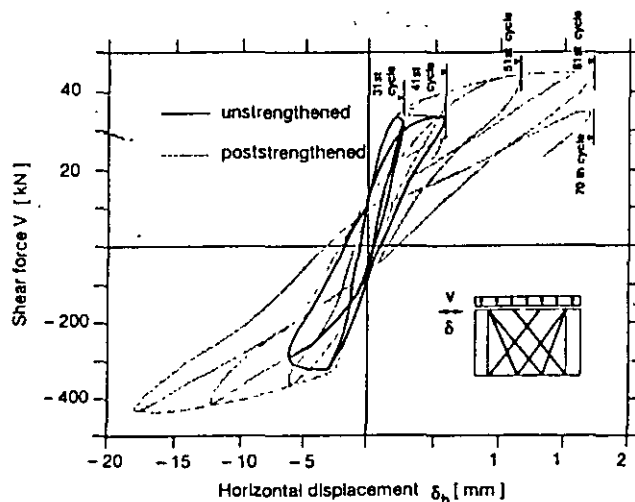


areas. Many of these were never calculated to resist the horizontal forces, as they are measured and understood today; even more of them were designed to earlier building codes which have in the meantime proven to be incomplete or even insufficient. And not a negligible part of these buildings are of high historical interest and protected by cultural conservation laws.

There exist various systems for raising the resistance of existing masonry shear elements against these extreme conditions. A new, practical and cost-effective method of strengthening is the use of carbon fiber reinforced plastic (CFRP) laminates as the principal reinforcing element.

This calls necessarily for some new solutions in the design- and calculation procedures, substantiated by experimental proofs. In close cooperation with consulting engineers, building

### How does the CFRP-strengthening work?



crack widths will be reduced. Because these substantial improvements are maintained over many load cycles, as the EMPA-tests have amply shown, this method is especially suitable for the repair or strengthening URM-buildings in earthquake and storm regions.

For shear, CFRP laminates can be applied to one side of the wall only, without noticeable loss of effect. But to resist out of plane forces, the laminates have to be bonded to both sides. Because the CFRP laminates are extraordinary thin, they can be placed cross-wise without any problems of local curvature. Due to their practically unlimited length, lapjoints, as frequent with steel strips, do not become necessary.

## The design and calculation of a CFRP reinforcement

As all new technologies, seismic retrofitting or repair needs a close cooperation between the owner, the architect, the engineer experienced in earthquake design and the supplier of the CFRP product-system. At the start,

these elements.

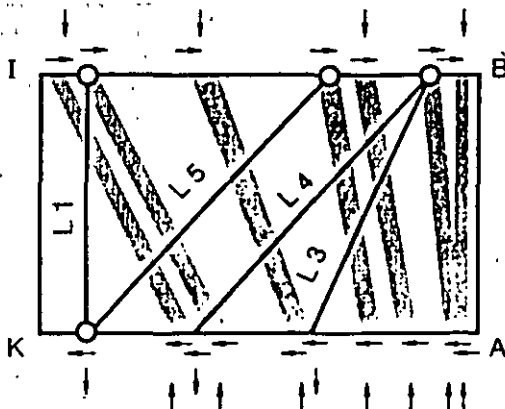
Special attention has to be paid to the material characteristics and design data of the CFRP laminates and the epoxy-adhesives and grouts belonging to the product system. These can usually be found in the detailed product data sheets of the material supplier. It is worth noticing, that all CFRP's have a pronounced brittle behavior. The typical plastic deformation phase, such as is common for steel reinforcing strips, lacks completely. Furthermore, because the CFRP laminates in construction are built up unidirectional, they can only be solicited in axial direction.

A key figure in the calculation of the earthquake resistance of repaired or retrofitted buildings is the horizontal ductility of each strengthened shear element and of the whole load carrying system. This ductility largely defines the forces acting on the building during horizontal shaking. Full scale tests have amply proven, that CFRP-strengthening usually multi-

or estimated with sufficient precision with the simple stress-field method or with other suitable models or analogies of truss structures. In all of these methods, masonry carries only compressive loads, while the CFRP laminates take only tension.

Design Basis:		
Material properties of concrete, masonry CFRP, adhesives and grouts	Existing Stiffness, Resistance, Ductility 1:1 Tests EMPA	Type of existing structure, earthquake-zonation, standards, codes

Design Procedure:		
Selection of new structural system		
Structural analysis of the whole building		
Method of equivalent lateral forces	Response spectra method	time-history method
Structural analysis of the reinforced elements		
stress field method	finite-elements method	
	elastic calculation	elasto-plastic calcul.
Sizing and detailing of the element-components		
Masonry bending, shear, compression, CFRP-adhesion, local stress concentrations	CFRP laminates cross section number of laminates	End-anchorages placing, bonding-length, local stress-concentrations



clear agreements must be reached regarding the seismic classification and building codes to be applied.

Early in each project, the engineer will record and analyze the principal load bearing system of the building, which includes taking samples from the site to check all important material-properties. Although most design figures for URM's are given in the national standards or in the suppliers recommendations, it is advisable to supplement this with field measurements for the important locations. Of special interest is the adhesive strength on the surface of the URM-walls, because this value greatly influences the later crack distribution and end-anchor lengths in

plies (triples) the values of pure URM-elements. It is therefore justified and on the safe side, to use in the calculation the ductility as given in the national codes and standards for ordinary reinforced masonry walls.

The specific earthquake design has to follow now, according to accepted calculation-theories and following the recognized national or regional codes and specifications. The earthquake forces are best determined with the principles of equivalent lateral forces or the methods of response spectra

The force-flow and the corresponding stresses in the critical elements of the structural system can now be found with finite element calculations

From above, the maximum (tension) force in each laminate, and the load in each anchor zone can be calculated, as well as the compression vectors in all the URM-walls. This is the basis for the final confirmation of the dimensions of each structural element and the calculation of the tensile stresses in each CFRP laminate and the shear-stresses in each end-anchorage zone.

A key element in the seismic behavior of the strengthened building is obviously the efficiency of the individual end-anchorage. The best, and most practical concept for these zones consist of drilling holes or chipping voids in the adjacent reinforced concrete floor or reinforced concrete ceiling or, if available, in the adjacent reinforced concrete columns. In case that no adjacent reinforced concrete is available at all, the laminates must be anchored into drilled holes or chipped surface depressions in the masonry walls itself, if necessary in combination with additional bolt-anchoring. However, in this case the maximum anchorage value is noticeably smaller and governed by the resistance of the URM-material itself.

## Advantages

- During installation, CFRP-strengthening creates only minimal interferences with the on-going use of the building.
- The appearance or mode of operation of buildings does not change with a CFRP-strengthening.
- With CFRP-reinforcements a high improvement of earthquake resistance can be obtained at low total costs.
- CFRP-reinforcements need no maintenance or anti-corrosion measures, provided they are UV-protected.
- No special tools or heavy equipments are required on the site.
- Simple and clean application of short duration on the site, even in confined spaces.

## On-site application of CFRP laminates

On-site application has to be executed by contractors experienced in epoxy repairs. It is important, that at all times a high professional level is maintained and that the instructions for use are persistently followed. Although the work is not at all complicated, labor and job supervision need a short, practical, hands-on initial training by the supplier of the CFRP-product system.

Before gluing the CFRP laminates to the URM-walls, the substrate has to be freed of all loose or unsound particles, such as rendering and plaster materials, or paints and wallpapers, etc. In order to obtain perfect straightness in the final position, all protruding surface points have to be chipped off and all surface depressions leveled out with epoxy adhesive. To ensure optimal adhesion, the substrate must finally be thoroughly vacuum dust cleaned.

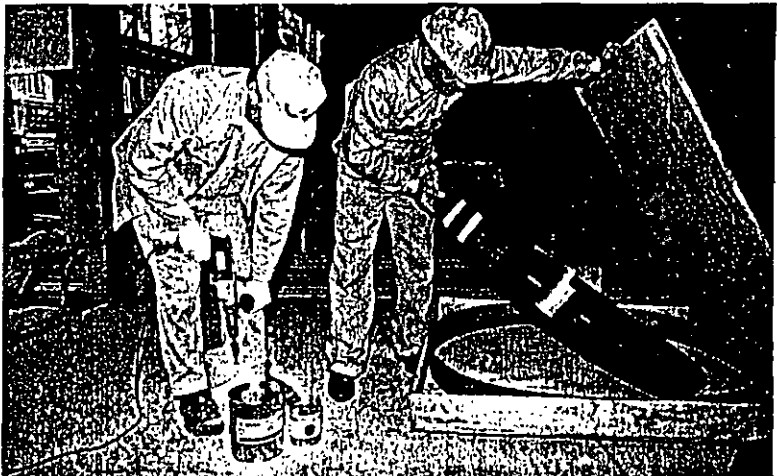
After applying the special epoxy adhesive to both contact surfaces, the CFRP laminates are then fixed to the masonry wall with light hand pressure, and full contact is ensured by further pressure application with simple rubber-rollers. The excess adhesive can

easily be removed with a spatula. No further mechanical fixing is required, as would be the rule with metal-plate reinforcements. The next step is finishing the end-anchor areas. As before, also these surfaces have to be prepared for maximum bonding. A smooth local curvature of the laminates, furthermore improves noticeably the adhesion under tension. Finally, the end-anchor voids are carefully boxed in and filled with self-leveling epoxy grout.

In balance with the importance of the work, an on-site quality assurance program must be applied. Of impor-

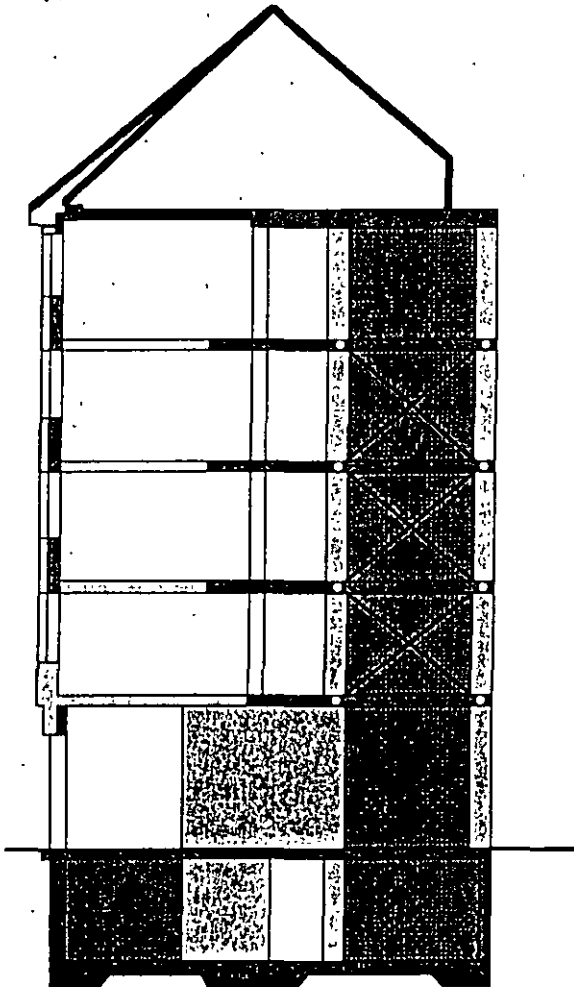
tance are the following checks and tests:

- Continuous visual over-all inspection by an experienced person
- Adhesion tests of the freed and dust-free URM-surfaces
- Dewpoint control of all substrates prior to gluing and grouting, depending on actual climate and weather.
- Sampling of all epoxy batches, as used and mixed on the site, to measure compressive and flexural strength.
- Recording of all delivery documents, including production numbers and expiration dates.



## Practical Example

In the city of Zürich two existing six-story apartment houses from the thirties were recently converted into one large office building. Consequently, a complete reconfiguration of the static



load bearing system had become necessary. Furthermore, many points of the present building codes had to be taken into account, because these differed considerably from those at the time of the original construction, in particular with regard to the earthquake and wind standards.

Amongst many other alterations, old wooden floors and all the inner bearing walls and one entire facade had to be removed and replaced by concrete slabs, two completely new reinforced concrete walls and two new rows of reinforced concrete columns. Only parts of the interior URM-fire wall remained in place. These changes altered both the stiffness and the load bearing capacity of the whole system.

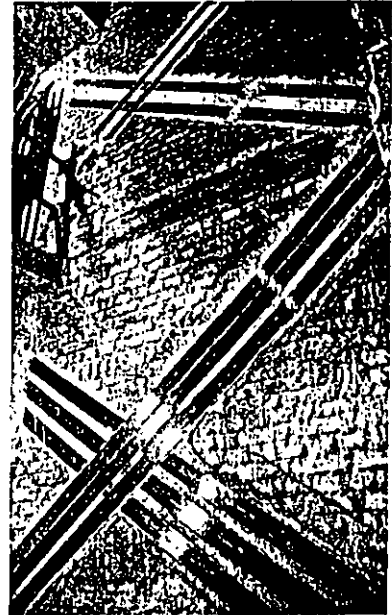
In the longitudinal direction, the two new concrete walls were calculated to resist the earthquake loads. But for the critical transversal direction, only the two lateral concrete bearing walls of the staircase, and parts of the old interi-

or URM-fire wall were available to transmit the horizontal design loads down into the foundations. To keep the design-stresses sufficiently down, the interior URM-fire wall had to be considerably strengthened. This was done with CFRP laminates, glued crosswise over the walls between each floor.

In the present case, the laminates could be conveniently anchored in voids, left in the adjacent new reinforced concrete columns. One or two additional ties were placed over the CFRP laminates and directly fixed into the concrete with high strength, quick-setting resin. Then, all anchorage zones were epoxy-grouted. In order to reach an optimal adhesion between the CFRP laminates and the

anchorage mortar, the ends of the laminates were slightly curved and provided with a special bonding bridge.

With these strengthening measures, the lateral resistance and ductility of the interior URM-fire wall could be increased manifold at reasonable costs. Alternatively the options of applying reinforced shotcrete, or replacing the whole firewall by an entirely new reinforced concrete wall, were also investigated. In view of a very tight time schedule and of the many other advantages given further above, the strengthening method with CFRP laminates was given preference. In fact, the whole strengthening operation on the site could be finished within 4 days.



## Literature:

- Meier U., Deuring M., Meier H. and Schwegler G., 1992: Strengthening of structures with CFRP laminates. Proceedings of first International conference of advanced composite materials in bridges and structures. Sherbrooke, Quebec.
- Schwegler G., 1994: Verstärken von Mauerwerk mit Hochleistungsfaserverbundwerkstoffen. Dissertation. EMPA-Bericht Nr.229.
- Schwegler G., 1994: Masonry construction strengthened with fiber composites in seismically endangered zones. Proceedings of 10th European conference on earthquake engineering. Vienna.
- Schwegler G., Kelterborn P., 1996: Earthquake resistance of masonry structures strengthened with fiber composites. Proceedings of 11th world conference of earthquake engineering, Acapulco, Mexico.
- Sika AG: Dokumentation zur Bemessung und Applikation von CFK-Lamellen im Mauerwerksbau. Dokumentation zur Verankerung von CFK-Lamellen in Beton und Mauerwerk. (In Bearbeitung)

*Ernst Basker & Partners Ltd  
Consulting Engineers*



# Sika Andina S.A.

SANTAFE DE BOGOTA  
Calle 15A No. 69A-44  
Conmutador 412 3300  
Apartado Aéreo 8592  
Zona Postal No. 6  
Fax: (91) 292 3484  
Cables. Sika  
Nit 860.000.896-2

Sika Mexicana S.A. de C.V.  
Atn. Ing. Felipe Pineda  
Km 8.5 Carretera Libre a Celaya  
Villa Corregidora  
C.P. 76920 Queretaro

## México,

S - Ref.

N - Ref.

Santafé de Bogotá D.C.,

JZ/gc DT- 01712

17 junio 1997

**Ref.: Sistemas de reforzamiento adheridos externamente**

Apreciado Ingeniero Pineda:

Atentamente nos permitimos hacerle entrega de información técnica sobre los sistemas de reforzamiento de estructuras con lámina metálica y con lámina sintética reforzada con fibras de carbono (CFRP), Sistema Sika CarboDur, adheridas externamente a la superficie con un adhesivo epóxico.

### 1. INTRODUCCION

En las obras civiles tanto de infraestructura como en edificaciones de vivienda e industria se puede requerir el reforzamiento de estructuras de concreto reforzado o de estructuras de madera por alguna de las siguientes razones:

#### Incremento de cargas

- Aumento de la carga viva en depósitos o bodegas:

En el caso de almacenamiento de mercancía más pesada a la prevista.

- Aumento del desarrollo de tráfico en puentes:

Por ejemplo los puentes construidos hace muchos años hoy en día se ven sometidos al tráfico de camiones con carga por eje mucho mayores.

- Instalación de maquinaria pesada en complejos industriales.

- Estructuras sometidas a vibración

- Cambio de uso de la estructura



### Daño de los elementos estructurales

- Envejecimiento de los materiales de construcción
- Corrosión del acero de refuerzo por efecto de la carbonatación del concreto o a la entrada de sustancias o agentes agresores y corrosivos a través de las fisuras del concreto.
- Choque de vehículos, catástrofes
- Fuego

### Mejoramiento y optimización de la capacidad de carga

- Disminución de las deformaciones.
- Reducción del esfuerzo del acero.
- Reducción del tamaño de las fisuras.

### Cambio del sistema estructural o sistema estático

- Eliminación de muros o columnas.
- Eliminación de secciones de placa para aberturas de acceso (escaleras o ascensores nuevos)

### Defectos de diseño o construcción

- Refuerzo insuficiente o en casos extremos la no colocación del mismo.
- Dimensiones insuficientes de los elementos estructurales, por ejemplo de la altura de las vigas

En las situaciones anteriormente descritas se presenta la necesidad de efectuar un reforzamiento de la estructura con el fin de que ésta esté en capacidad de prestar el nuevo uso o necesidad, o para restaurar el uso para la que fue originalmente diseñada sin riesgo alguno de colapso.

## 2. SISTEMAS DE REFORZAMIENTO ADHERIDOS EXTERNAMENTE

Antes que todo es de recalcar que existen diferentes métodos de reforzamiento de estructuras tales como colocación de refuerzo simple, postensionamiento externo, entre otros y que el sistema de reforzamiento adherido externamente a la superficie es una alternativa más y es tarea del ingeniero encontrar el método más apropiado de reforzamiento para las condiciones de la estructura que requiere ser reparada.



Sika ha desarrollado productos y sistemas que permiten el refuerzo de estructuras (especialmente el aumento de su resistencia última) por medio de láminas de acero o de laminas sintéticas reforzadas con fibras de carbono (CFRP) adheridas a la superficie de concreto con adhesivos epóxicos especialmente formulados para tal fin

Sika Andina S.A. se permite presentarles estos sistemas con el fin de que sean considerados como una alternativa efectiva, en los trabajos de diseño de reparación o readecuación de estructuras, aclarando al respecto que en el caso del sistema de reforzamiento con platina metálica Sika solo suministra el adhesivo epóxico y en el caso del reforzamiento con láminas CFRP Sika suministra tanto la lámina como el adhesivo epóxico.

Los sistemas básicamente son los siguientes:

### Láminas Metálicas

Reforzamiento de estructuras de concreto reforzado con láminas de acero adheridas a la superficie de concreto con el uso del mortero adhesivo de dos componentes con base epóxica, tixotrópico y libre de solventes, **Sikadur 30**.

### Sistema Sika CarboDur

Como un resultado de un trabajo intensivo del Laboratorio Federal Suizo para Ensayo e Investigación de Materiales (EMPA) en Dubendorf, es posible realizar armaduras adheridas a estructuras de concreto reforzado y estructuras de madera con láminas de material sintético reforzadas con fibras de carbono (Carbon Fibre Reinforced Polymers Laminates - CFRP), resistentes a la corrosión.

Estos trabajos de investigación junto con los realizados por Sika A.G. Suiza, han conducido a la creación del sistema de reforzamiento **Sika CarboDur**, el cual consiste en láminas sintéticas reforzadas con fibras de carbono (CFRP), Lámina **Sika CarboDur**, adheridas a la superficie de concreto o madera con el adhesivo **Sikadur 30**, mortero adhesivo de dos componentes con base epóxica, tixotrópico y libre de solventes. El sistema **Sika CarboDur** puede ser colocado después de la preparación de la superficie de concreto o madera, sin ningún tipo de instalación adicional, por lo tanto este sistema de refuerzo adherido es mucho más económico.

En la hoja técnica están consignadas las consideraciones generales a tener en cuenta en el diseño de elementos que van a ser sometidos a reforzamiento.

Principalmente hay que tener en cuenta que las láminas CFRP no tienen deformación plástica de reserva. Por lo tanto la máxima resistencia a la flexión de la sección reforzada es alcanzada cuando la falla de la lámina ocurre durante la fluencia del acero y antes de la falla del concreto. Sin embargo se pueden presentar otras combinaciones pero que dan lugar a una resistencia a la flexión más baja. Además el tipo de falla es influenciado por la sección transversal de la lámina



### Recuperación y/o nivelación de la superficie

Para el relleno de hormigueros o huecos y/o nivelación de la superficie se recomienda el mortero epóxico **Sikadur-41**. Con el uso de éste producto la colocación de la platina metálica o sintética puede efectuarse después de 24 horas de efectuada la recuperación y/o nivelación.

Este trabajo también se puede efectuar con un mortero acrílico tipo **SikaTop-122**, sin embargo hay que esperar por lo menos 14 días antes de proceder a la colocación de la platina.

### 3. DOCUMENTACION TECNICA

Nos permitimos anexar los siguientes documentos en los cuales se ilustra el sistema de reforzamiento de estructuras con laminas adheridas a la superficie.

#### 3.1. Folletos

Información técnica sobre reforzamiento adherido externamente con laminas de acero y con láminas sintéticas reforzadas con fibras de carbono (CFRP), **Sistema Sika CarboDur**.

#### 3.2. Hojas Técnicas

- **Sika CarboDur ( Lámina Sika CarboDur, Sikadur-30)**

#### 3.3. Obras de referencia

#### 3.4. Artículo

- Láminas CFRP en la industria de la construcción.





Esperamos que estos productos y sistemas de reforzamiento de **Sika** les sean de gran utilidad en sus proyectos y quedamos a su disposición para colaborarles en la labor de diseño para algún caso específico

Cordialmente,

**SIKA ANDINA S.A.**

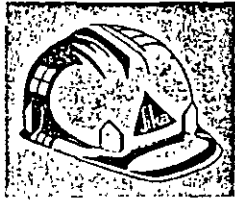
RICARDO GOMEZ A.  
Gerencia Sika Servicios

JORGE ZAMBRANO L.  
Jefe Depto. Técnico

Anexos : Folletos  
Hojas Técnicas  
Obras de referencia  
Artículo

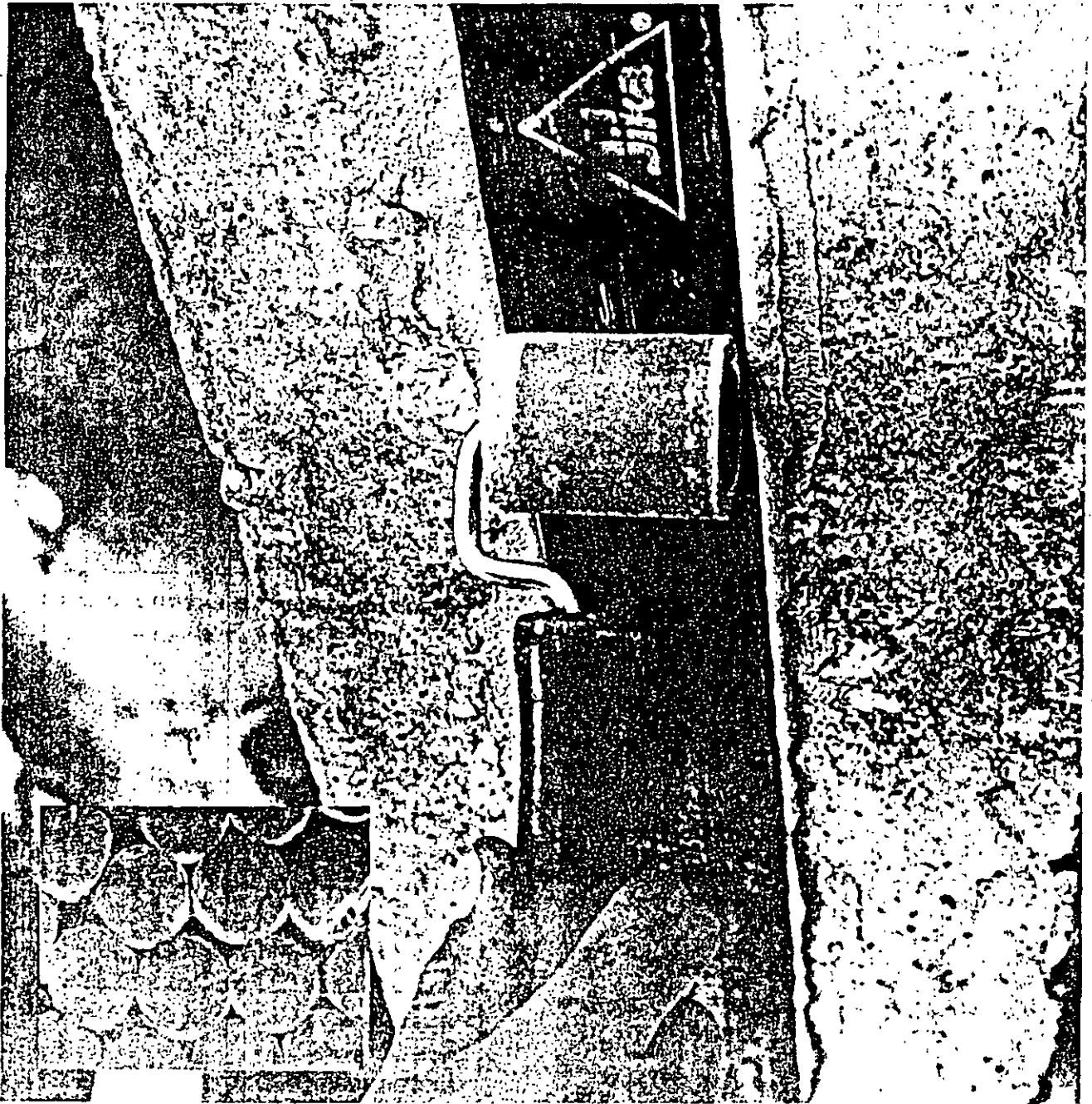
# SikaNoticias

DCT-SN-45-04-97



Productos utilizados:  
Sikadur-30, Sistema Sika  
CarboDur, Sikadur-41,  
Sikadur Injection Gel,  
Sikadur-52 Inyección

## REFORZAMIENTO DE ESTRUCTURAS Sistema Sika CarboDur



**REFORZAMIENTO DE ESTRUCTURAS  
SISTEMA Sika CarboDur**

**CONTENIDO**

Introducción .....	1
Incremento de cargas .....	1
Daño de los Elementos Estructurales .....	1
Cuadros .....	3
Sistema Sika CarboDur .....	4
Reforzamiento con Láminas Sintéticas en Colombia .....	5
Puente Cocomá .....	6
Puente El Consuelo .....	7

# REFORZAMIENTO DE ESTRUCTURAS

## INTRODUCCION

En las obras civiles como en las edificaciones residenciales, comerciales o industriales se puede requerir el reforzamiento de estructuras de concreto reforzado o de madera por alguna de las siguientes razones:

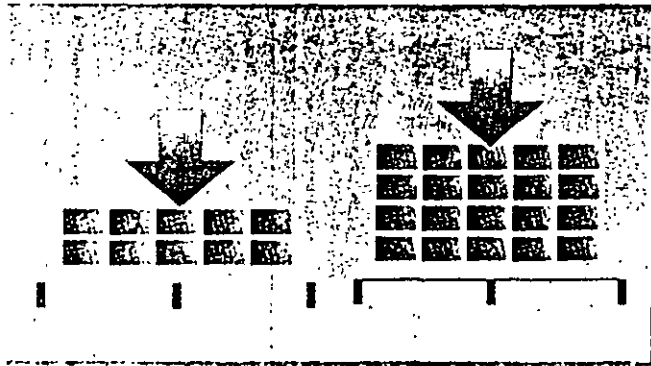
### Incremento de Cargas :

- *Aumento de la carga viva en depósitos o bodegas:*  
En el caso de almacenamiento de mercancía más pesada a la prevista.
- *Aumento del desarrollo de tráfico en puentes:*  
Por ejemplo los puentes construidos hace varios años hoy en día se ven sometidos al tráfico de camiones con carga por eje mucho mayores.
- *Instalación de maquinaria pesada en complejos industriales.*

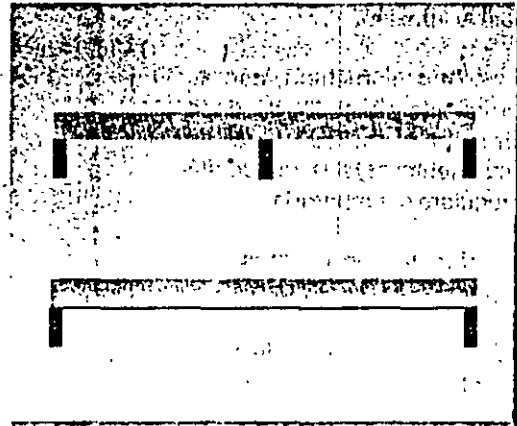


Efectos de la Carbonatación del Concreto

- *Choque de Vehículos, sismos, etc.*
- *Fuego*
- *Mejoramiento y optimización de la capacidad de carga*
- *Disminución de las deformaciones.*
- *Reducción del esfuerzo del acero.*
- *Reducción del tamaño de las fisuras.*
- *Cambio del sistema estructural o sistema estático*
- *Eliminación de muros o columnas.*
- *Eliminación de secciones de placa para aberturas de acceso (nuevas escaleras, ductos etc.)*



Incremento de Cargas

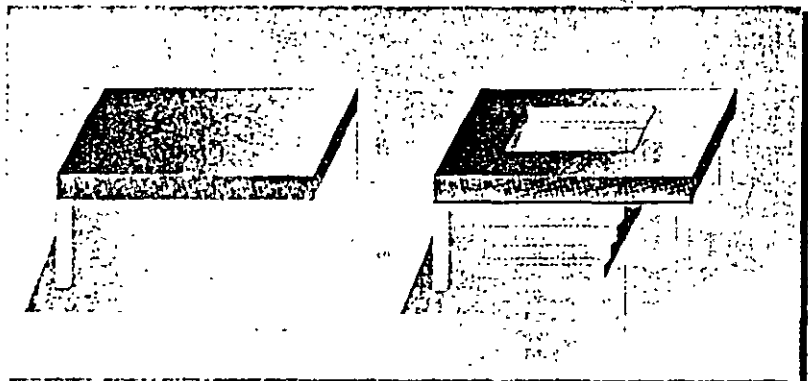


Eliminación de columnas o muros.

- *Estructuras sometidas a vibración.*
- *Cambio de uso de la estructura.*

### Daño de los elementos estructurales

- *Envejecimiento de los materiales de construcción.*
- *Corrosión del acero de refuerzo por efecto de la carbonatación del concreto o de la entrada de sustancias o agentes agresores y corrosivos a través de las fisuras del concreto.*



Localización de nuevas Escaleras

## Defectos de diseño o construcción

- *Refuerzo insuficiente.*
- *Dimensiones insuficientes de los elementos estructurales, por ejemplo de la altura de las vigas.*

En las situaciones anteriormente descritas se requiere efectuar un reforzamiento de la estructura para que ésta esté en capacidad de prestar el nuevo uso o necesidad, o para restaurar el uso para la que fué originalmente diseñada sin riesgo alguno de colapso.

Existen diferentes métodos de reforzamiento tales como, colocación de acero de refuerzo simple o postensado, instalación exterior de refuerzo postensado, recrecimiento o aumento de la sección de concreto con o sin refuerzo adicional (concreto lanzado, colocado convencionalmente o adherido como elemento prefabricado) y el uso de refuerzo (platina o lámina metálica) adherido a la superficie de concreto con adhesivo epóxico.

El ingeniero estructural, con su conocimiento y experiencia, debe determinar el método ideal de reforzamiento para la estructura que requiere ser reparada.

### Refuerzo con láminas metálicas adheridas

A partir de 1967 fue posible incrementar la resistencia a la flexión de estructuras de concreto refor-

zadas existentes mediante el uso de láminas metálicas adheridas (normalmente acero calidad A-36).

Hoy se dispone de tablas de diseño y el refuerzo con láminas de acero adheridas se cuenta ya como "Estado de la Técnica".

Sin embargo el método registra al lado de muchas características positivas también algunas desventajas (Cuadro 1).

### Reforzamiento con láminas sintéticas

Las fibras de carbono son hoy en día un material altamente utilizado tanto en implementos deportivos

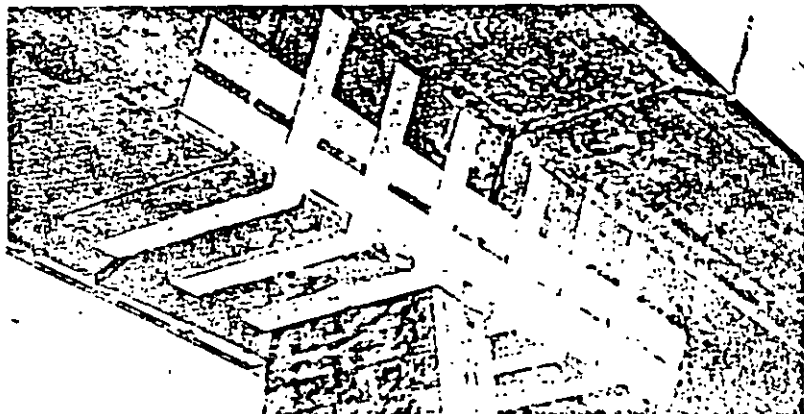
como en la industria aeroespacial debido a sus altas características de resistencia y a su bajo peso, siendo allí donde fueron efectuadas las primeras aplicaciones prácticas.

Como resultado de un trabajo intensivo entre el Laboratorio Federal Suizo para Ensayo e Investigación de Materiales (EMPA) en Dubendorf y Sika A.G. en Suiza, ya es posible hacer uso práctico del sistema de reforzamiento con láminas sintéticas en las construcciones civiles.

Las láminas de material sintético reforzadas con fibras de carbono (Carbon Fibre Reinforced Polymers



Aplicación del Sistema Sika CarboDur.



Reforzamiento de un puente con platinas metálicas

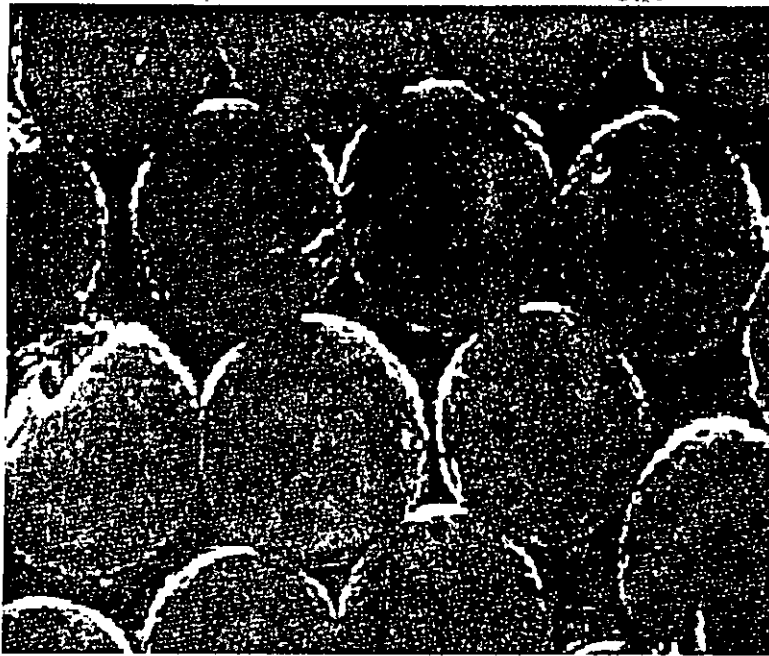
Laminates - CFRP), son resistentes a la corrosión y pueden ser adheridas a estructuras de concreto reforzado y a estructuras de madera. Hoy en día, es ya una realidad (en labores de reforzamiento) reemplazar el acero pesado y corroeble por materiales compuestos, livianos e inoxidable con base en fibras de carbono.

Cuadro 1

CRITERIO	REFORZAMIENTO CON ELEMENTOS COMPUESTOS CFRP	REFORZAMIENTO CON ELEMENTOS DE ACERO
Peso Propio	Bajo	Alto
Resistencia a la tensión	Muy alta	Alta
Espesor general	Muy bajo	Bajo
Corrosión	Ninguna	Si
Longitud de las platinas	Ilimitada	Limitada
Manejo	Flexible, fácil	Difícil, rígido
Capacidad de Carga	En dirección longitudinal únicamente	En cualquier dirección
Cruces	Fácil	Complejo
Comportamiento a la fatiga	Sobresaliente	Adecuado
Costo de Materiales	Alto	Bajo
Costo de Instalación	Bajo	Alto
Aplicación	Sin herramientas	Con equipo de elevación y elementos de fijación

Cuadro 2

PLATINAS	Lámina Sika CarboDur Tipos S	Platina de Acero A-36
Resistencia a la tensión	>24000 kg/cm <sup>2</sup>	>2000 kg/cm <sup>2</sup>
Deformación a la rotura	14%	
Módulo de elasticidad	1500000 kg/cm <sup>2</sup>	2100000 kg/cm <sup>2</sup>
<b>MORTERO Y ADHESIVO EPOXICO</b>		
Resistencia a la compresión	> 1000 kg/cm <sup>2</sup>	> 750 kg/cm <sup>2</sup>
Resistencia a la adherencia sobre acero	> 260 kg/cm <sup>2</sup>	> 100 kg/cm <sup>2</sup>
Resistencia a la adherencia sobre concreto	> 20 kg/cm <sup>2</sup> Falla concreto	> 20 kg kg/cm <sup>2</sup> Falla concreto
Módulo de elasticidad	128.000 kg/cm <sup>2</sup>	90.000 kg/cm <sup>2</sup>
* Punto de fluencia de acuerdo al tipo de acero.		



Vista a través del microscopio de la Lámina Sika CarboDur.

Dependiendo de la aplicación se pueden usar fibras de altas especificaciones, con resistencia a la tracción de hasta 70.000 kg./cm<sup>2</sup> o fibra de alto módulo de elasticidad,  $E > 6.000.000$  kg/cm<sup>2</sup>. En el Cuadro 2 están representadas las características de la lámina Sika CarboDur en comparación con el acero A-36.

En caso de requerirse un reperfilado anterior de la superficie de concreto, se efectuará con el mortero con base epóxica, tixotrópico Sikadur-41.

Algunas de las grandes ventajas prácticas del Sistema Sika CarboDur son :

- Viene en rollos, de tal forma que se corta en la longitud requerida evitando traslajos

**SISTEMA Sika CarboDur**

El sistema consiste en láminas sintéticas reforzadas con fibras de carbono (Lámina Sika CarboDur) adheridas a la superficie de concreto o madera con el adhesivo Sikadur-30, mortero adhesivo de dos componentes con base epóxica, tixotrópico y libre de solventes.

Las láminas Sika CarboDur del sistema son una combinación de fibras de carbono con una matriz de resina epóxica que tienen en dirección de la fibra una resistencia y rigidez muy altas, así como un comportamiento excepcional a la fatiga, además de poseer una baja densidad. La lámina tiene una estructura unidireccional, ya que las fibras están colocadas en dirección longitudinal correspondiendo a la dirección de la sollicitación.

La resistencia en dirección transversal a las fibras así como la resistencia al cortante son bajas. Las características mecánicas en dirección longitudinal son determinadas por el tipo de fibras y por el contenido en volumen de fibras.



Aplicación del Sikadur-30 sobre la Lámina Sika CarboDur.

Probeta de ensayo Lámina Sika CarboDur.



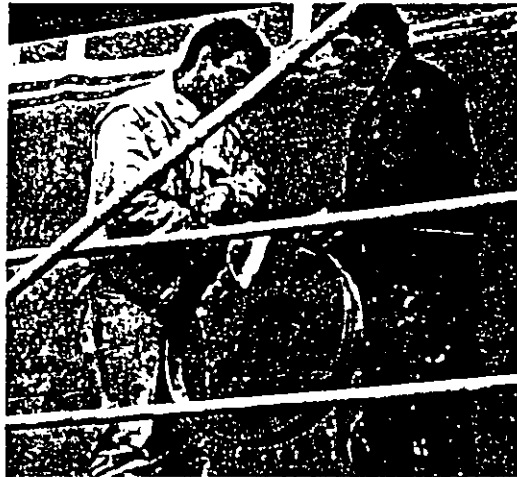
Probeta después de carga a la rotura.

□ Son muy livianas con lo que se logra evitar la construcción de costosos andamios bajo las estructuras para su instalación.

□ Un equipo de trabajo de muy pocas personas puede ejecutar su aplicación.

□ Su instalación es muy rápida

□ No se corroen

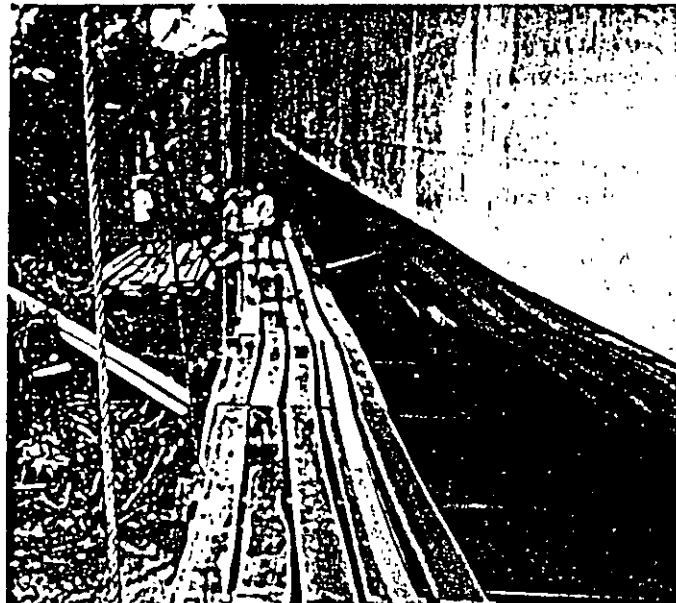


Presentación de la Lámina en rollos.

**EL REFORZAMIENTO CON LAMINAS SINTETICAS EN COLOMBIA**

En principio el sistema de reforzamiento Sika CarboDur puede ser utilizado para aumentar la capacidad de carga a flexión de estructuras de concreto y madera tales como edificios de oficinas, vivienda, centros comerciales, parqueaderos, centros educativos, hospitales, fábricas, iglesias, centros de exposición, etc., así como en obras de infraestructura como cruces peatonales o vehiculares subterráneos, puentes vehiculares, puentes férreos, etc.

Sin embargo es en este último campo, debido a la problemática del estado actual de nuestros puentes, en donde en nuestro país y como pionero en América Latina ya se han realizado trabajos de reforzamiento mediante la revolucionaria tecnología del Sistema Sika CarboDur.

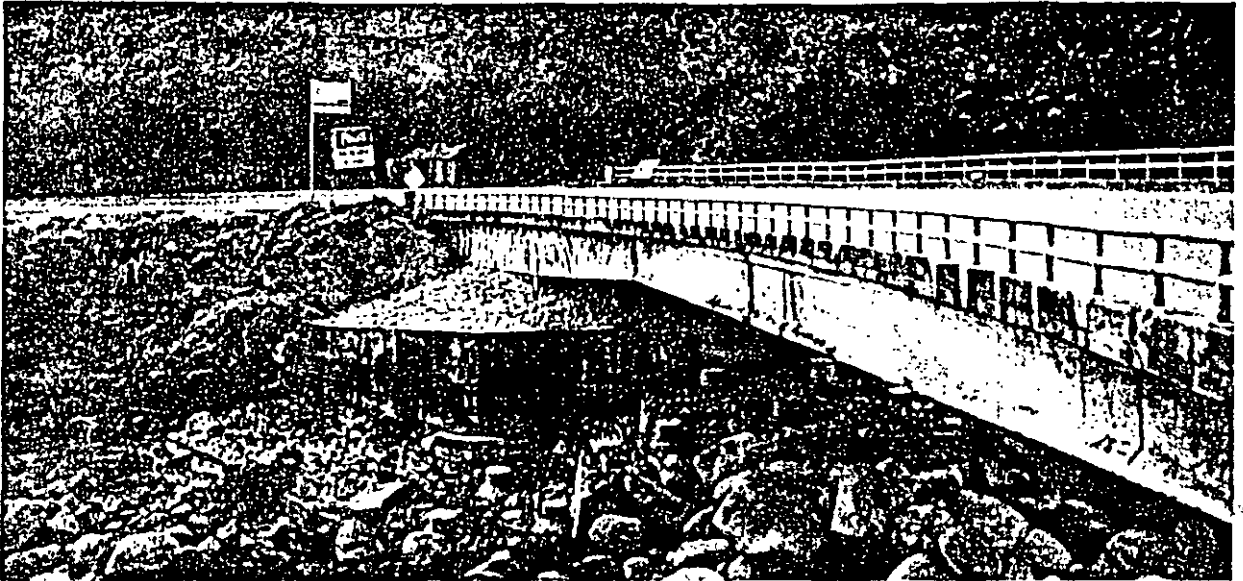


Las Láminas son de rápida instalación.

No se debe olvidar que Colombia es un país con una red carretable diseñada para solicitaciones de carga muy inferiores a las actua-

les por lo cual muchos de sus puentes tienen graves problemas de sobrecarga y se hace necesario su reforzamiento.





Vista general Puente Cocorná

## Puente Cocorná

### Localización y Descripción

El Puente Cocorná está localizado en el departamento de Antioquia sobre la quebrada del mismo nombre, en la vía que de la ciudad de Santafé de Bogotá conduce a la ciudad de Medellín.

El puente tiene un alineamiento longitudinal curvo, sin embargo los elementos constitutivos del puente son tramos rectos, quedando la curvatura conformada por la losa del tablero.

La estructura principal consta de vigas postensadas en el tramo central apoyadas en dos voladizos a través de consolas o ménsulas. Los voladizos y la luz compensatoria están conformados por una viga cajón apoyada en dos columnas. La viga cajón en su tramo compensatorio está rellena.



Vista de las fisuras por sobreesfuerzo cortante

### Estado del puente

Los tramos en voladizo y la luz compensatoria presentaban fisuramiento en las paredes del cajón con una dirección inclinada de aprox. 45° y se prolongaba hasta la losa del tablero atravesándola inclusive. La inclinación de las fisuras denotaban un sobreesfuerzo por cortante.

Por esta razón se requería el reforzamiento del voladizo y la luz compensatoria.

El voladizo debe absorber una fuerza cortante con cargas de servicio igual a 350 toneladas para el camión 3-S-2 de diseño actual.

para este trabajo el Sistema Sika CarboDur.

Previo a la colocación del Sistema de reforzamiento se realizó la inyección de las fisuras con Sikadur-52 Inyección (Sistema de inyección epóxica, de dos componentes con alta fluidez y excelentes resistencias mecánicas).



Inyección de fisuras con Sikadur-52 Inyección

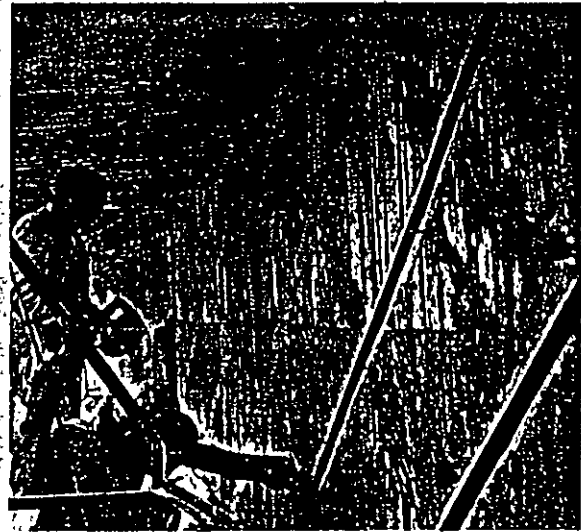
### El Reforzamiento

La Compañía Colombiana de Consultores S.A. de Medellín, que tuvo a su cargo la revisión de la estructura del puente, comprobó la necesidad de efectuar un reforzamiento de los voladizos y de las luces compensatorias del puente, especificando

Para el reforzamiento se instalaron láminas Sika CarboDur de aprox. 2,50 metros de longitud separadas 90 centímetros entre si y adheridas a las caras externas del cajón mediante el Sikadur-30. Las láminas fueron instaladas a 45° con respecto al eje longitudinal y en dirección de la fuerza de tensión a absorber o perpendicular a la dirección de las fisuras.



Preparación de la superficie



Instalación del sistema Sika CarboDur.

De esta forma, con la colocación de las láminas, se mejoró la capacidad de servicio de la estructura.

El trabajo de inyección y reforzamiento se realizó entre el 8 y el 16 de octubre de 1996. La colocación de la lámina se realizó en 5 días, teniendo en cuenta que el rendimiento fue afectado por el tiempo muy lluvioso.

### Puente El Consuelo

#### Localización y Descripción

El puente está localizado en el Departamento del Tolima en la República de Colombia, aproximadamente a 200 km. al sur de la ciudad de Santafé de Bogotá, sobre la vía que une las poblaciones de Purificación y Suárez, vía secundaria, sin pavimentar, estrecha y con sólo dos líneas de tráfico.

El puente construido en concreto reforzado, tiene una sola luz con distancia entre apoyos de 28 metros y consta de un tablero de concreto apoyado en dos vigas. El ancho del tablero es de 4,60 metros y la altura total de las vigas, incluida la losa, es de 2,04 metros, con ancho en el alma de 0,32 metros.

#### Estado del Puente

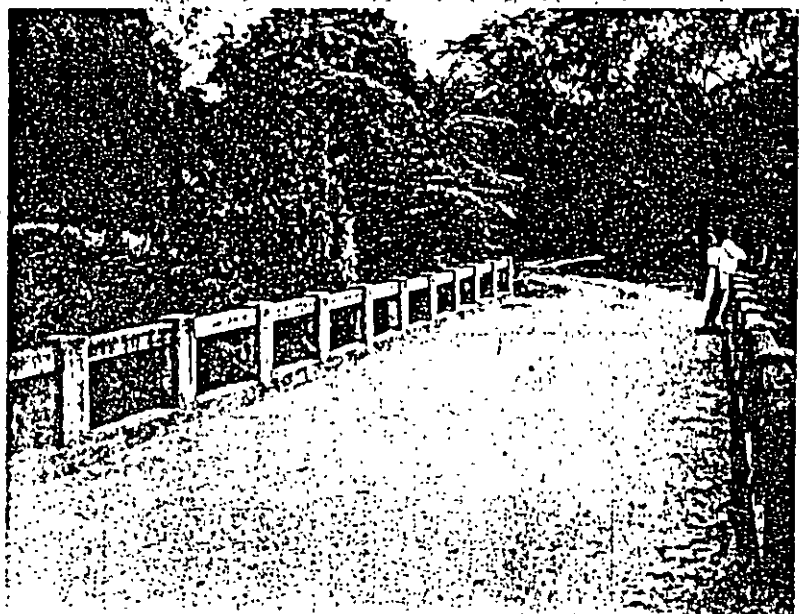
En la zona donde está ubicado el puente, se están adelantando exploraciones de petróleo a cargo de la compañía LASMO OIL COLOMBIA LTDA que requería movilizar sobre él un taladro de perforación. El puente construido alrededor de 1991, estaba diseñado para cargas de servicio de aproximadamente de 20 toneladas y la carga esperada para el transporte del taladro era del orden de 40 toneladas. Adicionalmente el puente presentaba fisuras diagonales en la zona cercana a los apoyos y hasta aproximadamente un tercio de la luz,

demostrándose así un sobre-esfuerzo por cortante.

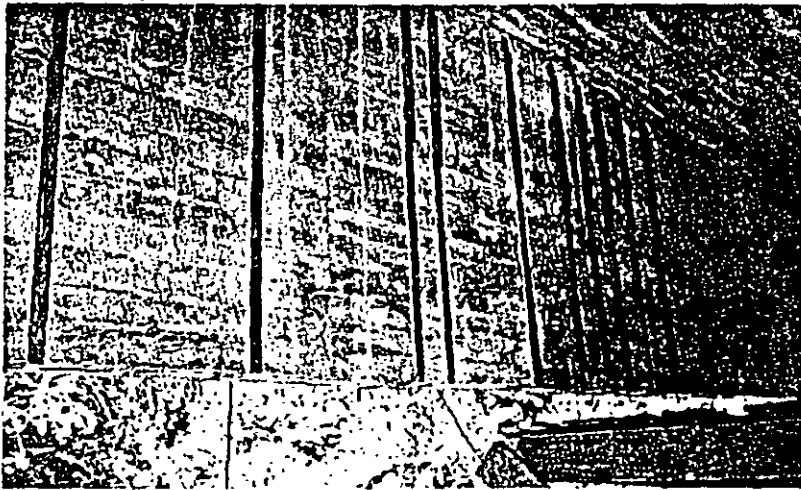
Ante esta problemática fue necesario considerar el reforzamiento del puente tanto por sobreesfuerzo a flexión como por cortante.

#### El Reforzamiento

Inicialmente para absorber las cargas adicionales de cortante se determinó la colocación de platinas metálicas adheridas a la superficie con Sikadur-30.



Vista general Puente El Consuelo



Refuerzo a cortante mediante platinas metálicas adheridas con Sikadur-30 ...

es factible (por daño de la pega) soldar las láminas en los sitios de traslapeo una vez adheridas estas a la base. Esto obligaba a ejecutar la soldadura antes de adherir la lámina al concreto, lo que dificultaba en alto grado la instalación de la platina metálica.

Como apoyo al ingeniero estructural, el Departamento Técnico de Sika efectuó una evaluación independiente (ya que el diseño aprobado era una platina metálica) del reforzamiento con el sistema Sika CarboDur, encontrándose que para el reforzamiento a flexión se

Para el reforzamiento a flexión el diseño contemplaba el uso de platinas de acero calidad A-36, de 6 mm de espesor por 300 mm de ancho y con una longitud de 27,3 m. Debido a que es imposible manejar estas grandes longitudes en lámina metálica por su rigidez y gran peso estaba previsto colocar platinas de 6 m de largo, traslapadas mediante otra platina metálica soldada a estas en el lugar del traslapeo, así como fijaciones provisionales con pernos de anclaje.

Sika Andina fué consultada sobre que tipo de adhesivo utilizar para la pega de la platina metálica planteándose como alternativa el uso

del Sistema Sika CarboDur para el reforzamiento a flexión.

Las ventajas del uso del sistema tales como su bajo peso y flexibilidad, el no requerimiento de fijaciones provisionales ni andamiajes especiales, la no necesidad de traslapos debido a que se puede cortar a la longitud requerida, y la rapidez de instalación que en este caso jugaba un papel importante, decidieron al contratista y Lasmo Oil a utilizar este sistema. Otro factor que se tuvo en cuenta es que no



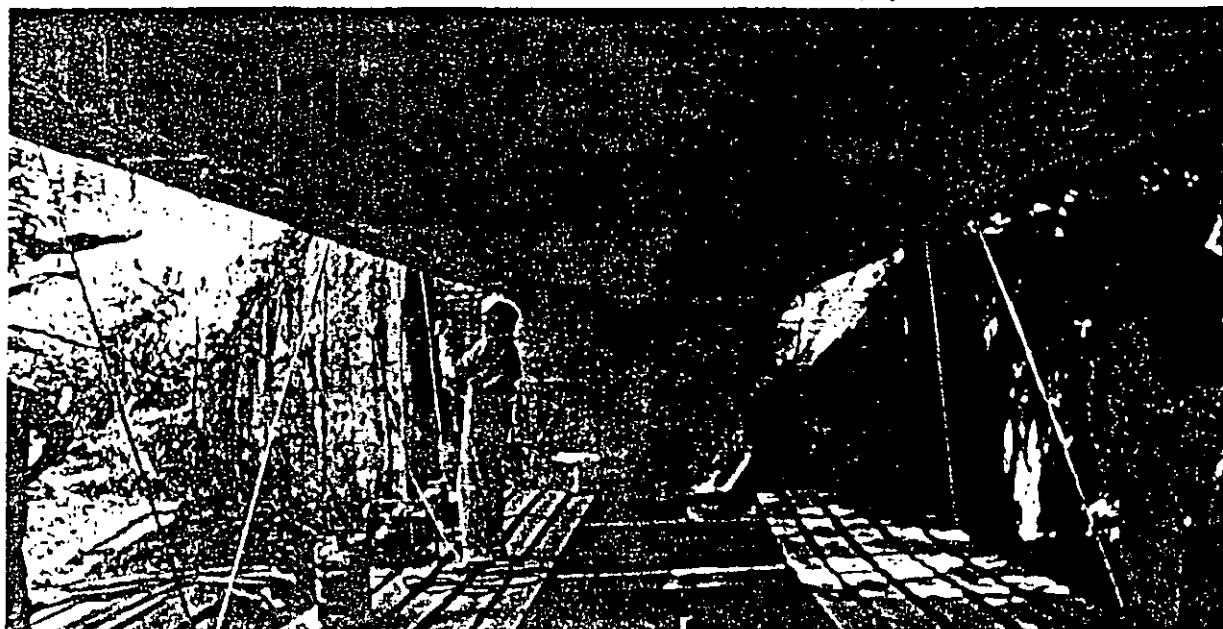
Instalación de la Lámina Sika CarboDur



Aplicación de Sikadur-30 sobre la superficie preparada

requería por viga una Lámina Sika CarboDur tipo 100, que tiene un ancho de 10 cm, un espesor de 1,2 mm y una resistencia a la tracción última del orden de 24.000 kg/cm<sup>2</sup>. La longitud de cada lámina fue de 27,30 metros.

Una vez evaluadas las características técnicas se efectuó una evaluación de costos, encontrándose que con el uso de las láminas Sika CarboDur se podría obtener un ahorro de un 25% con respecto al reforzamiento con platina metálica. El menor costo radicaba en mano de obra, por la rapidez de ejecución, así como en el andamiaje, ya que no se requería de una estructura pesada y especial para la instalación.

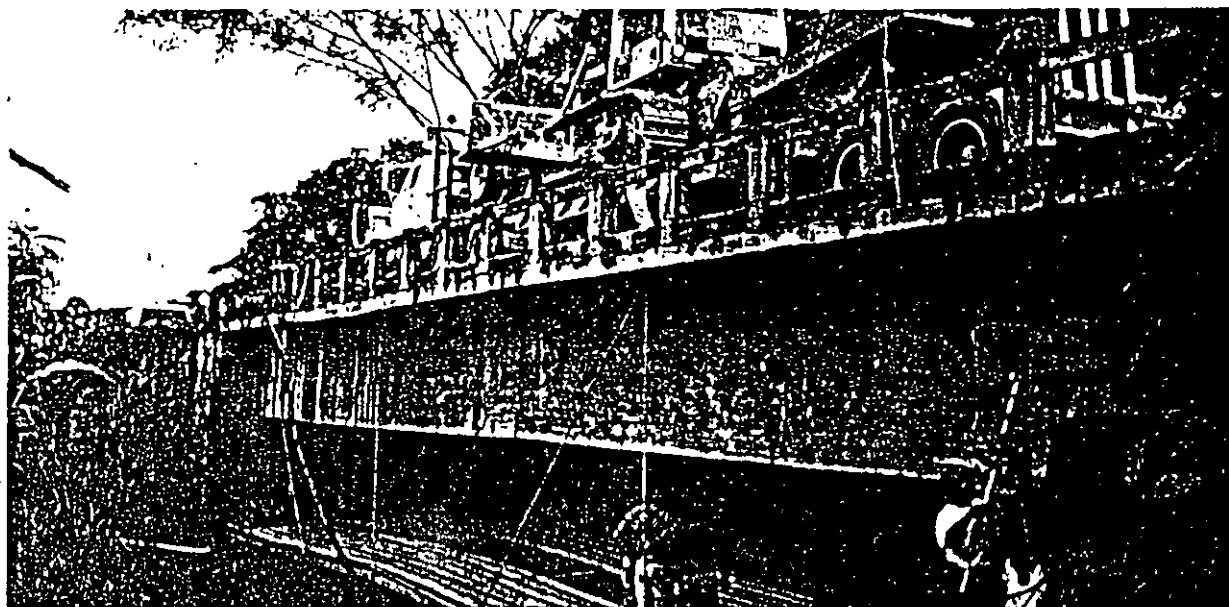


Vista general de los andamios livianos para aplicación.

El trabajo de reforzamiento a flexión se realizó en un tiempo récord de un día y medio.

Una vez terminado el reforzamiento a flexión se realizó el reforzamiento a cortante.

Con la lámina adherida se logró un aumento de la capacidad de carga del puente para la nueva carga de diseño adoptada, lo que se verificó al realizar la prueba de carga.



Realización de la prueba de Carga del Puente



De esta forma Sika incorporando las más modernas tecnologías de punta, contribuye nuevamente al desarrollo y optimización de la infraestructura en Colombia.

### PUENTE COCORNA

CONTRATANTE  
Instituto Nacional de Vías  
CONTRATISTA  
Ing. Mario Nigrinis  
DISEÑADOR  
Compañía Colombiana de Consultores S.A.

### PUENTE EL CONSUELO

CONTRATANTES  
Secretaría de Obras Públicas del Tolima  
Lasmo Oil (Colombia) Limited  
CONTRATISTA  
Movitec Ltda.  
DISEÑADOR  
Ing. Zulma Pardo

PRODUCTOS UTILIZADOS  
Sikadur-30, Sistema Sika CarboDur, Sikadur-41,  
Sikadur Inyección Gel, Sikadur-52 Inyección

ASESORIA DE DISEÑO PARA LOS DOS PUENTES  
Ing. Jorge Zambrano L.  
Departamento Técnico Sika Andina S.A.

#### Estos son nuestros servicios, utilícelos!

\* Servicio de correo ordinario \* Servicio de correo certificado \* Servicio de certificado especial \* Servicio encomiendas aseguradas \* Encomiendas contra reembolso \* Servicio cartas aseguradas \* Servicio de gros e servicio electrónico Datatex \* Servicio internacional APR/SAL \* Servicio CORRA \* Servicio respuesta comercial \* Servicio tarifa postal reducida \* Servicios especiales.

Teléfonos para quejas y reclamos 3040304 - 3415038 Bogotá  
Cuenta con nosotros  
Hay que creer en los correos de Colombia



Si necesita información adicional consulte al D

Servicio al cliente desde cualquier lugar del país

#### REGIONALES

**BOGOTÁ**  
Carretera 698 No. 18-78  
Tel: (81) 4123300  
Fax: (81) 2923484  
A.A. 8592  
Sede de Bogotá D.C.

**ORIENTE**  
Calle 18 No. 68D-87  
Tel: (81) 2924488  
2925852  
Fax: (81) 2921240  
A.A. 8592  
Sede de Bogotá D.C.

**BARRANQUILLA**  
Calle 30 No. 1-25  
Centro Ind. B químs  
Tel: (958) 344932 344934  
Cel: 93 7212 000  
Fax: (958) 344953  
A.A. 051355 - R 30 RA

**BUCARAMANGA**  
Calle 21 No. 27-54  
Tel: (978) 451032  
Fax: (978) 341304  
A.A. 40541 B - an- ga

**CALI**  
Cra. 51/one 40N-30  
Barrio Popular  
Tel: (92) 4430850  
4413072 4421493  
Fax: (92) 4130850  
A.A. 5648 Cal

**CARTAGENA**  
Vía Albornoz  
Mamonal  
Tel: (95) 6672210  
Fax: (95) 6672204  
A.A. 2907

**MEDELLÍN**  
Cra. 50C No. 10 Sur 28  
Tel: (84) 285787  
2857958-3610808  
Fax: (84) 2857975  
A.A. 5345 Medellín

**PEREIRA**  
Calle 105 No. 14A 25  
Urb. Barlovento  
Km. 5 Vía a Comos  
Tel: (883) 370883-378836-378901  
Fax: (883) 270813  
A.A. 4634 Pereira



CONTROL DISEÑO Y PATOLOGIA  
DE OBRAS CIVILES, S.A. de C.V.

519 72 84

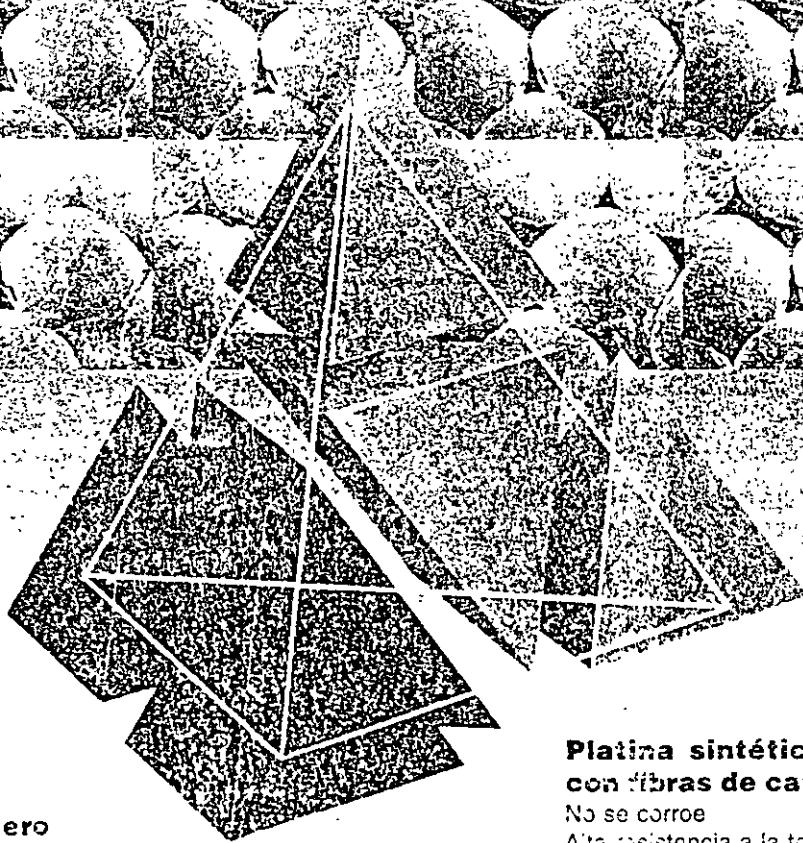
Andina S.A.

gotá, D.C.-Llamada gratuita.



Sika Andina S.A.

# Reforzamiento de Estructuras con Platinas Sintéticas Reforzadas con Fibras de Carbono o con Platinas Metálicas



## **Platina de acero**

Tamaño y forma adaptables  
Rígida  
Dúctil

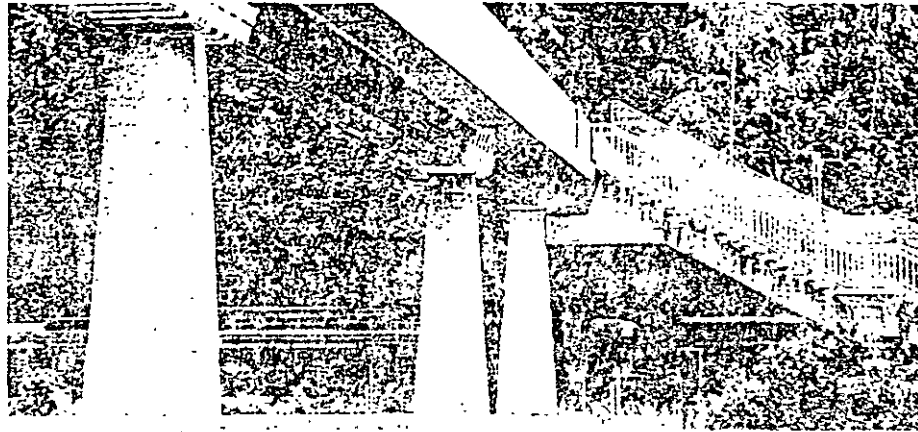
## **Platina sintética reforzada con fibras de carbono.**

No se corroe  
Alta resistencia a la tensión  
Económica  
Aplicación en cualquier longitud.  
Bajo peso



# Reforzamiento de Concreto Reforzado por Aumento de Cargas, Cambio de Uso o Insuficiente Capacidad de Carga.

## Razones para el reforzamiento



### Incrementos de carga

- ▲ Mayor carga viva
- ▲ Incremento de cargas por eje de vehículos
- ▲ Instalación de máquinas más pesadas
- ▲ Vibración
- ▲ Deformaciones menores

### Daño de partes estructurales

- ▲ Envejecimiento de materiales de construcción/ daño causado por el fuego
- ▲ Corrosión del acero de refuerzo
- ▲ Impacto de vehículos

### Mejoramiento de la capacidad de servicio

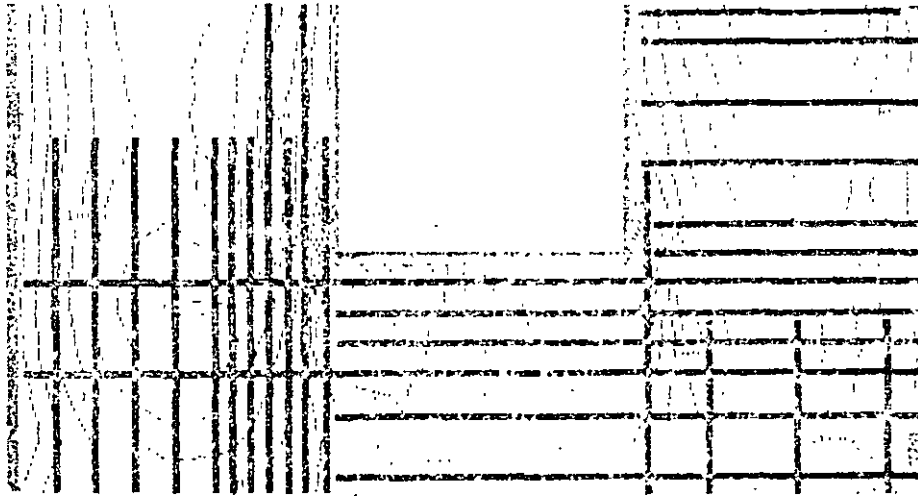
- ▲ Limitación de las deformaciones
- ▲ Reducción del esfuerzo en el acero de refuerzo.
- ▲ Reducción del ancho de las fisuras

### Modificación del sistema estructural

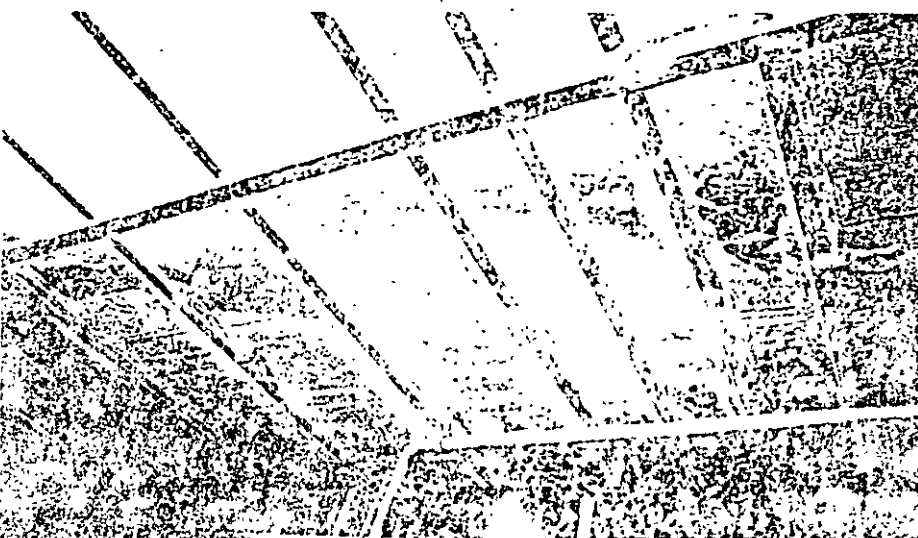
- ▲ Eliminación de columnas y muros
- ▲ Cortes en placas para aberturas de acceso

### Errores en planeación o construcción

- ▲ Dimensiones de diseño insuficientes
- ▲ Sección de acero de refuerzo insuficiente



## Criterio para el Reforzamiento con Platinas Externas

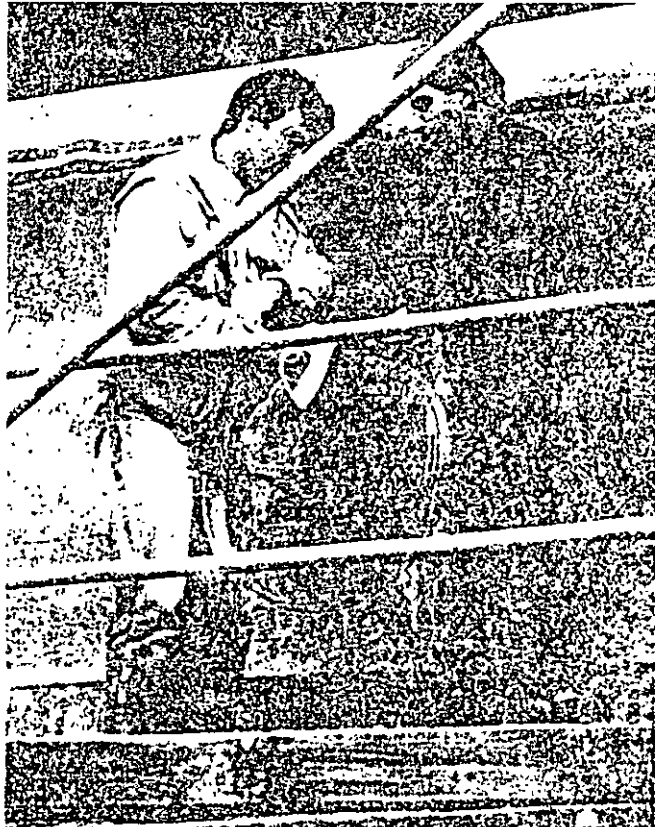


- ▲ Un incremento no drástico en las dimensiones de los elementos estructurales
- ▲ Trabajo mínimo en la estructura existente
- ▲ Tiempos contractuales cortos
- ▲ Método económico



# Comparación entre Reforzamiento con Platina Sintética Reforzada con Fibra de Carbono y con Platina de Acero

Criterio	Reforzamiento con platinas CFRP	Reforzamiento con platinas de acero
Peso propio	Bajo	Alto
Resistencia a la tensión	Muy alta	Alta
Espesor general	Muy bajo	Bajo
Corrosión	Ninguna	Sí
Longitud de las platinas	Cualquiera	Limitada
Manejo	Flexible, fácil	Difícil, rígido
Capacidad de carga	En dirección longitudinal únicamente	En cualquier dirección
Cruces	Fácil	Complejo
Comportamiento a la fatiga	Sobresaliente	Adecuado
Costo de materiales	Alto	Bajo
Costos de instalación	Bajo	Alto
Aplicación	Sin herramientas	Con equipo de elevación y elementos de fijación



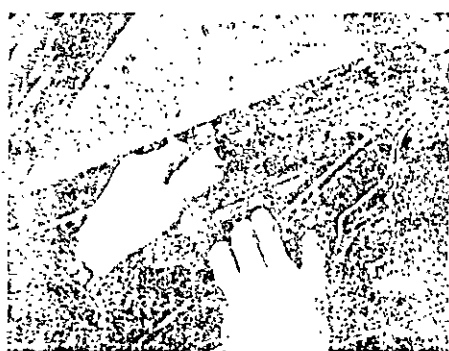
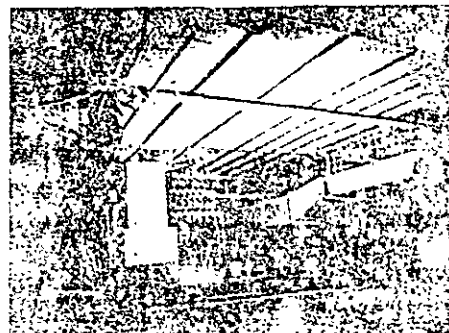
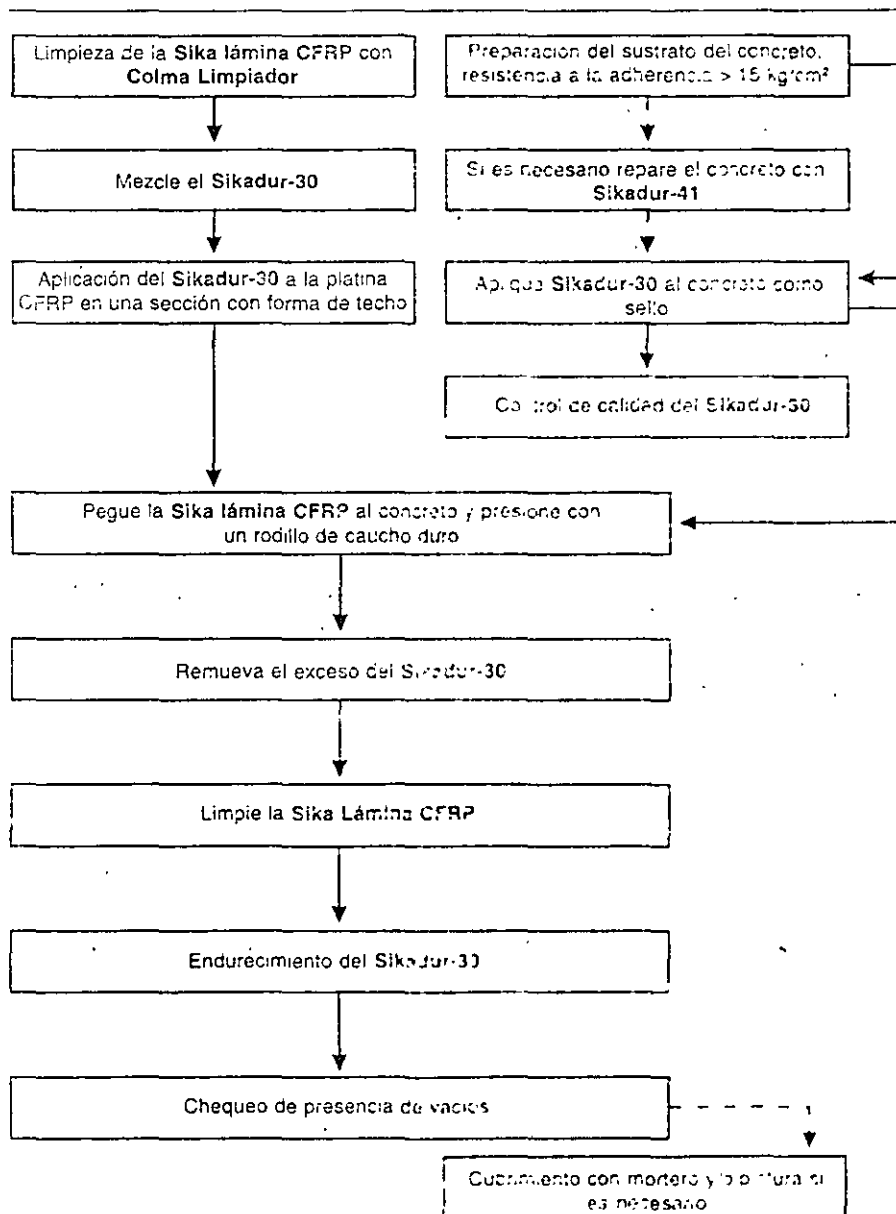


# Reforzamiento con Platinas Sintéticas Reforzadas con Fibras de Carbono - CFRP

## Principales Aplicaciones

- ▲ En espacios reducidos
- ▲ Elementos estructurales de gran longitud
- ▲ Acceso difícil
- ▲ Cruce de platinas
- ▲ Reforzamiento con altas exigencias estéticas (sistema de protección posterior)

## Trabajo realizado por un contratista especializado

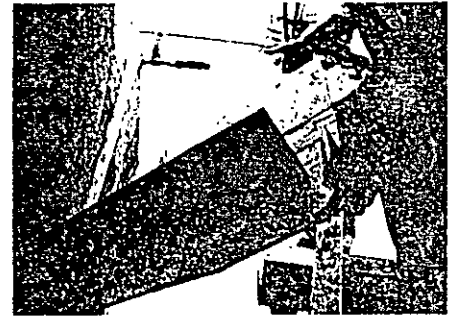
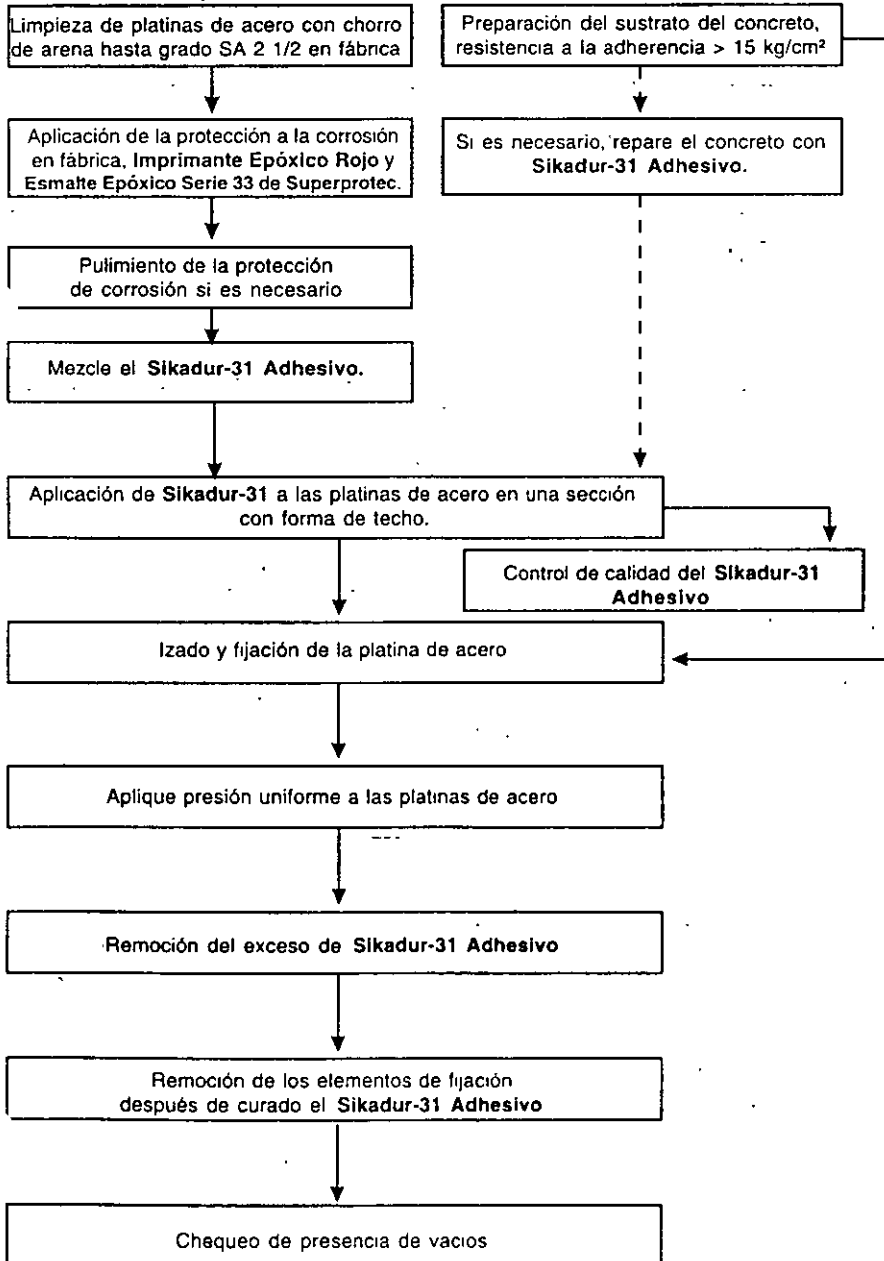


# Reforzamiento con Platinas de Acero

## Principales Aplicaciones

- ▲ Longitud de anclaje insuficiente (se requiere fijación mecánica)
- ▲ Para reforzamiento de columnas
- ▲ Para reforzamiento por cortante

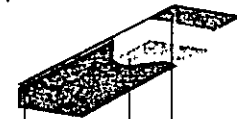
## Trabajo realizado por un contratista especializado



Sikadur-31 Adhesivo



Concreto



Sikadur-31 Adhesivo  
Platina metálica

Protección anticorrosiva  
Imprimante epóxico rojo / Sikafinish-33

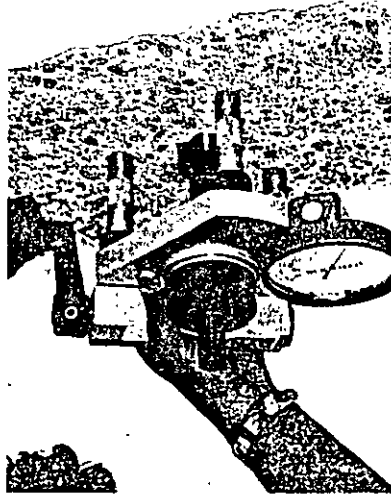


# Aseguramiento de Calidad del Reforzamiento con Platinas Externas

## Reporte en obra

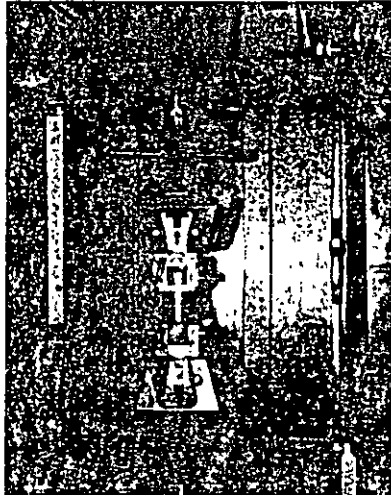
### Chequeo del sustrato

- ▲ Inspección visual del sustrato de concreto: nivel, libre de polvo.
- ▲ Resistencia a la adherencia del concreto > 15 kg/cm<sup>2</sup>
- ▲ Chequeo del punto de rocío: temperatura del aire, temperatura del sustrato, humedad relativa.



### Prueba del adhesivo:

- ▲ Determine la resistencia a la adherencia en el lugar de la obra con la mezcla usada sobre el concreto y con el material de las platinas.
- ▲ Determinación de la resistencia a la compresión y flexión de prismas fabricados en obra.
- ▲ Registro del número de lote del Sikadur 30 y Sikadur-31 Adhesivo y su fecha de vencimiento.

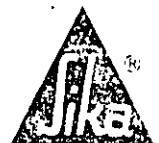


### Prueba de la adherencia:

Chequeo de presencia de vacíos

- ▲ Inspección visual de las platinas CFRP o de las platinas de acero adheridas.

IR-1		Freeze	
		3.3	
		0.4	
MEIER_5_1_SUB.IMG		dc	LW/S7
+00:00:01.03		LS	C.T
SIKA Pruefung von Betontraeger			



# Reforzamiento de Concreto Reforzado con Platinas Externas

## Procedimiento General

### Estimación de las condiciones existentes:

- ▲ Determinación del estado del elemento
- ▲ Calidad del concreto
- ▲ Grado del acero
- ▲ Localización y configuración del refuerzo
- ▲ Geometría del elemento
- ▲ Condiciones de carga

### Investigación estructural:

- ▲ Estabilidad estructural
- ▲ Capacidad de servicio
- ▲ Longitud de anclaje



### Protección contra el fuego:

- ▲ De acuerdo a las regulaciones nacionales

## Normas y Regulaciones

### Alemania

#### Platinas de acero:

De acuerdo a la regulación del DIBt

#### Sika Lámina CFRP:

La aprobación se hará caso por caso de acuerdo con las autoridades de inspección de construcción hasta tanto las regulaciones correspondientes y las aprobaciones generales de inspección de construcción sean elaboradas.

### Suiza

corde con SIA 160 (1989), SIA 161 (1990), SIA 62 (1989/1993), Norma SIA 462 (1994).

### Austria

ÖNORM 4200 parte 9

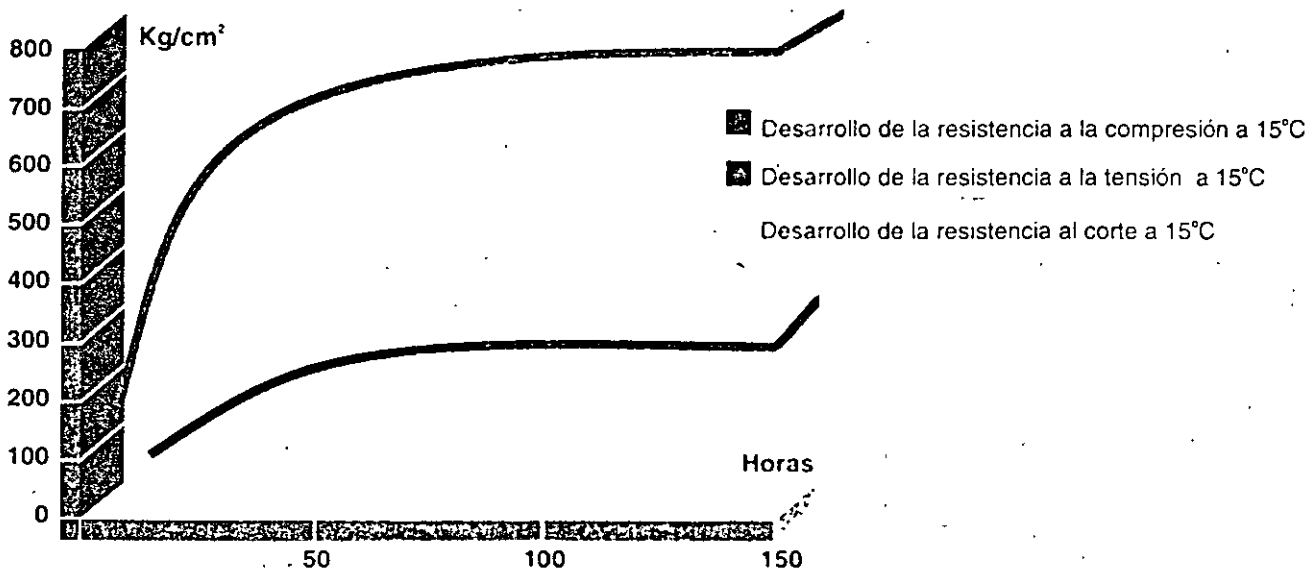
### Reino Unido

Agencia de autopistas DOC: BA 30/94

## Especificaciones del Material

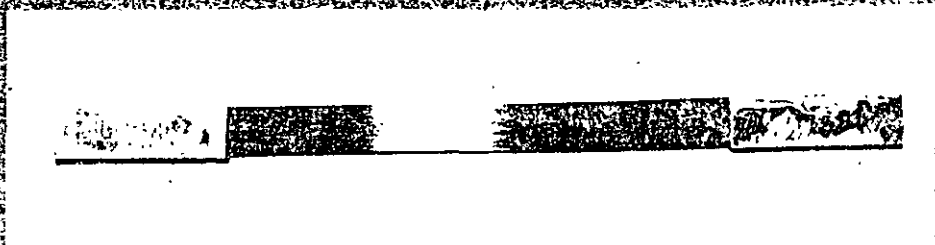
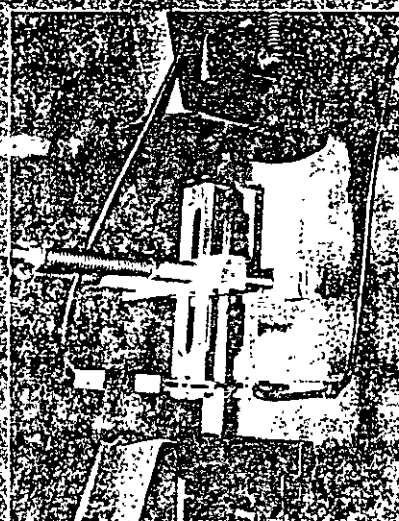
Platinas	Sika Lámina CFRP	Platina de Acero ( ST 37-2 / ST 37-3)
	Resistencia a la tensión	> 24000 kg/cm <sup>2</sup>
Deformación a la rotura	14%	*
Módulo de Elasticidad	1500000 kg/cm <sup>2</sup>	2100000 kg/cm <sup>2</sup>
Mortero y Adhesivo Epóxicos	Sikadur-30	Sikadur-41
	Resistencia a la compresión	> 1000 kg/cm <sup>2</sup>
Resistencia a la adherencia sobre acero	> 260 kg/cm <sup>2</sup>	> 100 kg/cm <sup>2</sup>
Resistencia a la adherencia sobre concreto	> 20 kg/cm <sup>2</sup> Falla concreto	> 20 kg/cm <sup>2</sup> Falla concreto
Modulo de Elasticidad	128.000 kg/cm <sup>2</sup>	90000 kg/cm <sup>2</sup>
* Punto de fluencia de acuerdo al tipo de acero.		

## Desarrollo de Resistencias del Adhesivo Sikadur-30

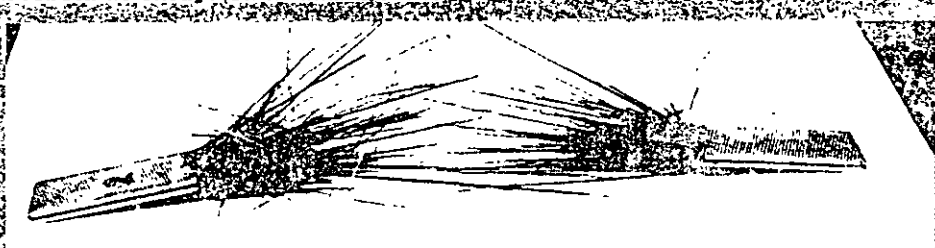


# Reforzamiento de Estructuras con Platinas Sintéticas Reforzadas con Fibras de Carbono o con Platinas Metálicas

## Ensayo de calidad, ejemplo de Sika Lámina CFRP



Probeta de ensayo Sika Lámina CFRP

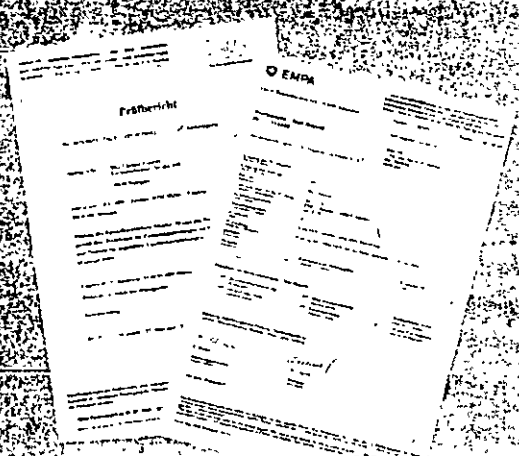


Probeta después de carga a la rotura.

## Certificados de Ensayos

Sikadur 30. Reporte de ensayo No. 1871/0054 de la Universidad Técnica de Braunschweig según las regulaciones para ensayos de certificación de adhesivos con resinas reactivas y prismas para reforzamiento con platina adherida de elementos estructurales de concreto reforzado.

Sistema Sika CarboDur. Reporte de ensayo EMPA No. 154490. Ensayo de la capa de adhesivo de Sika Lámina CFRP adherida al concreto.



## Hojas Técnicas

- Sistema Sika CarboDur
- Adhesivo de reforzamiento Sikadur 30 y Sikadur 31 Adhesivo
- Mortero de reparación epóxico Sikadur 4
- Imprímante Epóxico Rojo y Esmalte Epóxico Serie 33 de Superprotec

MEXICO

**CDP**

CONTROL DISEÑO Y PATOLOGIA DE OBRAS CIVILES, S.A. de CV

Para mayor información consulte a **5197264** tá al 292 61 64 Departamento Técnico Sika.



**BOGOTÁ**  
Cra. 69B No. 16-76  
Tel: (01) 4127300  
Fax: (01) 2124263  
A.A. 8562  
Santafé de Bogotá D.C.

**ORIENTE**  
Calle 18 No. 68D 37  
Tel: (91) 2924468  
2925652  
Fax: (91) 2921210  
A.A. 8502  
Santafé de Bogotá D.C.

**BARRANQUILLA**  
Calle 30 No. 1-25  
Centro Ind. B/quilla  
Tels: (853) 544934  
544932  
Fax: (853) 544953  
A.A. 051355-B/quilla

**MEDELLIN**  
Cra. 50C No. 10 Sur-28  
Tel: (54) 2857977  
2857958  
Fax: (54) 2857975  
A.A. 5345 Medellín

**CALI**  
Cra. 5 N. 40N 30  
Barrio Popular  
Tel: (92) 4439850  
4439224  
Fax: (92) 4430800  
A.A. 5665 Cali

**BUCARAMANGA**  
Calle 21 No. 27-54  
Tel: (976) 451032  
Fax: (976) 341304  
A.A. 40541 B/manga

**PEREIRA**  
Calle 105 No. 14A-25  
Urb. Barlovento Km 5  
Vía a Chiricos  
Tels: (963) 370883  
378036 - 378901  
Fax: (963) 270813  
A.A. 4644 Pereira

**CARTAGENA**  
Vía Alboroz  
Mamonal  
Tel: (95) 6872210  
Telefax: (95) 6072204  
A.A. 2907  
Cartagena

# Sika CarboDur

SISTEMA DE REFORZAMIENTO CON  
LAMINAS CFRP DE ALTO DESEMPEÑO



DCT-HT- 04-97

## DESCRIPCION

Sistema de reforzamiento de alto desempeño para concreto reforzado y madera. Sistema de dos componentes : Adhesivo Sikadur®-30 para la pega del reforzamiento y Lámina Sika CarboDur.

Como un resultado de un trabajo intensivo del Laboratorio Federal Suizo para Ensayo e investigación de Materiales (EMPA) en Duebendorf, es posible realizar armaduras adheridas a estructuras de concreto reforzado y de madera con láminas de material sintético reforzadas con fibras de carbono (Carbon Fibre Reinforced Polymers Laminates - CFRP), resistentes a la corrosión.

El sistema Sika®CarboDur puede ser colocado después de la preparación de la superficie de concreto o madera, sin ningún tipo de instalación adicional. Por lo tanto este sistema de refuerzo adherido es mucho más económico.

## USOS

Para efectuar reforzamiento de estructuras de concreto reforzado y madera por:

- Incrementos de carga:
  - Mayor carga viva
  - Incremento de cargas por eje de vehículos
  - Vibración
  - Cambio de uso de la estructura
- Daño de partes estructurales:
  - Envejecimiento de materiales de construcción.
  - Corrosión del acero de refuerzo
  - Impacto de vehículos
  - Daño causado por el fuego
- Mejoramiento de la capacidad de servicio:
  - Limitación de las deformaciones
  - Reducción del esfuerzo en el acero de refuerzo
  - Reducción del ancho de las fisuras
- Modificación del sistema estructural:
  - Eliminación de columnas y muros
  - Cortes en placas para aberturas de acceso
- Errores en planeación o construcción:
  - Dimensiones de diseño insuficientes
  - Sección de acero de refuerzo insuficiente

## VENTAJAS

- Peso propio muy bajo (liviano)
- Se puede aplicar en cualquier longitud, no se requieren juntas.
- Espesor muy bajo
- Fácil de transportar (en rollos)
- No se requiere preparación complicada de la Lámina Sika CarboDur
- Las intersecciones de la lámina son sencillas
- Bajo costo de aplicación, no se requiere equipo pesado de manejo e instalación
- Resistencia a la tensión muy alta
- Alto módulo de elasticidad
- Sobresaliente comportamiento a la fatiga
- Puede ser pintada o cubierta sin preparación
- Resistente a los alcalis

## INDICACIONES SOBRE EL DISEÑO

### Notas generales:

La Lámina Sika CarboDur no tiene deformación plástica de reserva. Por lo tanto la máxima resistencia a la flexión de la sección con reforzamiento es alcanzada cuando la falla ocurre durante la fluencia del acero y antes de la falla del concreto. El tipo de falla es influenciado por la sección transversal de la lámina.

Para limitar el ancho de las fisuras y la deformación, el punto de fluencia no debería ser alcanzado en el acero de refuerzo bajo las cargas de servicio.

Se debe evitar que fisuras de cortante que aparezcan, conduzcan a un brinco o desplazamiento relativo en la superficie reforzada y por consiguiente a un corte o desplazamiento de la lámina. El cálculo de esfuerzos y deformaciones puede ser efectuado con los métodos tradicionales.

### Determinación del estado de la estructura:

Dimensiones (geometría, acero de refuerzo, condición de nivel de la superficie sometida a reforzamiento). Calidad de los materiales existentes, condiciones climáticas, condiciones de servicio acordadas.

### Verificaciones:

#### • Resistencia última

- Estructura sin reforzamiento (tomando en cuenta un factor de seguridad total reducido  $\gamma=1.2$ ).

- Estructura con reforzamiento (con el tipo de falla descrita arriba, control de las deformaciones):

- Corte de la lámina.

- Zonas de anclaje.

#### • Resistencia a la fatiga

- Control de esfuerzos del concreto y del acero de refuerzo.

#### • Capacidad de servicio

- Deformaciones o deflexiones (con deformaciones unitarias medias asumiendo comportamiento elástico de la estructura y con los cambios de deformaciones unitarias del concreto dependientes del tiempo).

- Esfuerzos del acero (ninguna deformación plástica en condiciones de servicio).

- Ancho de fisuras (por limitación del esfuerzo del acero en condiciones de servicio).

## MODO DE EMPLEO

### Preparación de la superficie:

**Concreto:** La superficie debe estar sana, seca, limpia, libre de partes sueltas, contaminación de grasa, aceite, polvo, residuos de curadores, lechadas cementosas u otras materias extrañas.

La edad del concreto debe ser de 28 días como mínimo.

Método de limpieza: Chorro de arena, escarificadora.

**Madera:** La superficie debe estar sana, limpia, libre de partículas sueltas, contaminación de grasa y aceite.

Método de limpieza: Chorro de arena.

La superficie a ser recubierta con el epóxico, debe ser uniforme, marcas de formaleta e irregularidades no deben ser mayores de 0,5 mm. Después de la limpieza, se debe remover completamente el polvo de la superficie con ayuda de una aspiradora industrial.

### Preparación del producto: Sikadur<sup>®</sup>-30

Agitar separadamente los dos componentes, verter completamente el Componente B sobre el Componente A y mezclar mínimo 3 minutos con taladro de bajas revoluciones (max. 500 rpm) para evitar al máximo la inclusión del aire, hasta obtener una mezcla homogénea.

### Aplicación:

Si existen cavidades en la superficie del concreto, estas primero se deben rellenar con el mortero epóxico de reparación Sikadur<sup>®</sup>-41. Se debe usar el adhesivo

**Sikadur®-30 como puente de adherencia para asegurar una buena pega con la superficie del concreto.**

Una vez correctamente mezclado el adhesivo **Sikadur®-30**, aplicar cuidadosamente, sobre la superficie debidamente preparada, con una espátula en un espesor de aproximadamente 1 mm. Colocar la **Lámina Sika CarboDur** sobre una mesa de trabajo y limpiarla muy bien con **Colma®Limpiador**. Con ayuda de una espátula con labrado en forma de cubierta a dos aguas aplicar el adhesivo **Sikadur®-30** sobre la **Lámina Sika CarboDur** en un espesor de 1 a 2 mm.

Dentro del tiempo abierto del adhesivo, el cual depende de la temperatura, colocar **Lámina Sika CarboDur** sobre la superficie de concreto recubierta con epóxico. Con el uso de un rodillo, la lámina se presiona sobre la masa del epóxico hasta que el adhesivo sea forzado a salir a ambos lados de la lámina. Remover el excedente de adhesivo epóxico. Para el control del material adhesivo usado referente a desarrollo de resistencias y resistencias finales, se deben fabricar probetas de ensayo en la obra. Después del endurecimiento medir las resistencias a compresión, flexotracción y adherencia.

Cuando el adhesivo **Sikadur®-30** ha endurecido, se comprueba la existencia de partes huecas en la pega por medio de golpes suaves. Se puede remover el papel fino que recubre la lámina. Finalmente la superficie de la lámina se puede recubrir con el revestimiento **Sikaguard®-62** o **SikaColor C**.

Limpiar las herramientas inmediatamente con **Colma® Limpiador**. Producto endurecido sólo puede ser removido mecánicamente.

#### Consumo

El consumo aproximado de **Sikadur®-30** para los diferentes tipos de **Láminas Sika CarboDur** es el siguiente:

- 50 mm ancho - 500 gr/metro lineal.
- 80 mm ancho - 800 gr/metro lineal.
- 100 mm ancho - 1000 gr/metro lineal.

Nota: No está incluido reperfilado de la superficie, ni reparación locales, ni forma de probetas.

## DATOS TECNICOS

### A. Lámina Sika CarboDur

- Base : Fibras de carbono en matriz epóxica
- Color : Negro
- Contenido de fibras en volumen : > 68% \*
- Densidad : 1,6 gr/cm<sup>3</sup>
- Resistencia a temperatura : >150°C

	Tipo S	Tipo M	Tipo H
Módulo de Elasticidad	>1.550.000 kg/cm <sup>2</sup>	>2.100.000 kg/cm <sup>2</sup>	>3.000.000 kg/cm <sup>2</sup>
Resistencia a la tracción*	>24.000 kg/cm <sup>2</sup>	>20.000 kg/cm <sup>2</sup>	>14.000 kg/cm <sup>2</sup>
Valor medio de resistencia a la tracción a rotura*	31.000 kg/cm <sup>2</sup>	24.000 kg/cm <sup>2</sup>	16.000 kg/cm <sup>2</sup>
Deformación unitaria a rotura*	>1,9 %	>1,1 %	>0,8 %

(\*) Las propiedades mecánicas corresponden a la dirección longitudinal de la fibra.

### B. Sikadur® - 30

- Color Componente A: Blanco
- Componente B: Negro
- Mezcla A+B : Gris claro
- Relación de mezcla : Comp. A : Comp. B = 3:1 (en peso y en volumen)
- Densidad : 1,77 kg/lit (A+B)
- Vida en el recipiente : 40 minutos (a 35°C)\*
- Tiempo abierto : 30 minutos (a 35°C)\*



**Resistencias mecánicas (a 10 días, 15°C) aproximadas:**

-Compresión (DIN 1164.7)	Aprox. 950 kg/cm <sup>2</sup>
-Tensión (DIN 43455)	280 kg/cm <sup>2</sup>
-Corte	150 kg/cm <sup>2</sup> (falla al concreto)*
-Adherencia en húmedo	40 kg/cm <sup>2</sup> (falla el concreto)*
-Contracción	0.04%*
-Temperatura de transición de vidrio:	62 °C*
-Módulo de Elasticidad	128.000 kg/cm <sup>2</sup> *
-Coeficiente de Expansión	9 x 10 <sup>-6</sup> 1/°C (-10°C + 40°C)

(\*) Ensayo según Federation Internationale de la Precontrainte.

Nota: Estos valores pueden variar dependiendo de la intensidad del mezclado y del aire incluido durante el mismo.

**Limite del sistema Sika<sup>®</sup>CarboDur**

Temperatura de servicio máxima: 50°C.

Resistencia mínima adherencia de la superficie de concreto preparada: 15 kg/cm<sup>2</sup>

**PRECAUCIONES**

Utilizar taladro de bajas revoluciones (500 rpm) para la mezcla de Sikadur<sup>®</sup>- 30 con el fin de incluir la menor cantidad de aire posible.

El sistema Sika<sup>®</sup>CarboDur se debe proteger de la incidencia directa de los rayos solares.

La recomendación y aplicación del sistema Sika<sup>®</sup>CarboDur debe efectuarse solamente por personal del Departamento Técnico.

**PRESENTACION****Lámina Sika CarboDur Tipo S**

TIPO	ANCHO MM	ESPESOR MM	Módulo E > 1'550.000 kg/cm <sup>2</sup>
			SECCION TRANSVERSAL AREA MMF
S512	50	1.2	60
S612	60	1.2	72
S812	80	1.2	96
S1012	100	1.2	120
S1212	120	1.2	144
S614	60	1.4	84
S914	90	1.4	126
S1214	120	1.4	168

**Lámina Sika CarboDur Tipo M**

TIPO	ANCHO MM	ESPESOR MM	Módulo E > 2'100.000 kg/cm <sup>2</sup>
			SECCION TRANSVERSAL AREA MMF
M614	60	1.4	84
M914	90	1.4	126
M1214	120	1.4	168

**Lámina Sika CarboDur Tipo H**

TIPO	ANCHO MM	ESPESOR MM	Módulo E > 3'000.000 kg/cm <sup>2</sup>
			SECCION TRANSVERSAL AREA MMF
H514	50	1.4	70

Sikadur<sup>®</sup>- 30

Unidad : 5 kg (A+B)

**MEDIDAS DE SEGURIDAD**

Usar guantes de caucho y gafas de protección para su manipulación, aplicar en lugares ventilados y cambiarse ropas contaminadas. En caso de contacto con ojos inmediatamente lavar con agua limpia y caliente y acudir enseguida al médico.

**ALMACENAMIENTO Y TRANSPORTE**

Sika Lámina CFRP : Ilimitado (proteger de la incidencia directa de los rayos solares). Sikadur® - 30 : Un año en envase original bien cerrado en lugar fresco y bajo techo a una temperatura entre 5°C y 25°C.

**CODIGOS R/S**

Sikadur-30

R:

S:



CONTROL DISEÑO Y PATOLOGIA  
DE OBRAS CIVILES, S.A. de C.V.

Si necesita información adicional consulte al Departamento Técnico de Sika Andina S.A.

Servicio al cliente desde cualquier lugar del país 9800 1-7452 y en Santafé de Bogotá

### REGIONALES

<b>BOGOTÁ</b> Carrera 69B No. 16-78 Tel: (91) 4123300 Fax: (91) 2923484 A.A. 8592 Santafé de Bogotá, D.C.	<b>ORIENTE</b> Clt. 18 No 680-87 Tel: (91) 2924488 2925652 Fax: (91) 2921240 A.A. 8592 Santafé de Bogotá, D.C.	<b>BARRANQUILLA</b> Calle 33 No. 1 26 Centro Ind. Biquilla Tel: (953) 344902 344904 Cel: 93-7212700 Fax: (953) 344963 A.A. 051365 - Biquilla	<b>BUCARAMANGA</b> Calle 21 No. 27 54 Tel: (976) 451032 Fax: (976) 341304 A.A. 40641 Bucaramanga	<b>CALI</b> Cra. 5 Norte 40N-30 Banco Popular Tel: (97) 4430850 443022 4421499 Fax: (97) 4430860 A.A. 6646 Cali	<b>CARTAGENA</b> Vía Albornoz Mamonal Tel: (95) 6672716 Telefax: (95) 6672204 A.A. 2907 Cartagena	<b>MEDELLIN</b> Cra. 50C No. 10 Sur 28 Tel: (94) 2857977 2857958-3610808 Fax: (94) 2857975 A.A. 6345 Medellín	<b>PEREIRA</b> Calle 106 No. 14A 26 Urb. Barlovento Km. 6 Vía a Cerros Iels. (963) 370683- 378836 378901 Fax: (963) 270813 A.A. 4644 Pereira
---	---	---	---	---	---	--	---

### ADVERTENCIA:

Todos nuestros productos han sido desarrollados y fabricados con toda la precaución razonable de acuerdo a normas de exactitud y calidad de SIKA. La información que suministramos es correcta de acuerdo con nuestra experiencia; los productos tal como se venden, cumplen los fines para los cuales han sido fabricados. No obstante no se responde por variación en el método de empleo, condiciones en que sean aplicados, cuando la vigencia del producto esté vencida, o si son utilizados en forma que afecte la salud o, cualquier patente propiedad de otros; para usos especializados o cuando surjan dudas en cuanto al uso o aplicación de un producto, deberá consultarse al Departamento Técnico de SIKA.



Segura protección al alcance de todos

## LAMINAS SINTETICAS REFORZADAS CON FIBRAS DE CARBONO EN LA INDUSTRIA DE LA CONSTRUCCION

Un Refuerzo posterior de una estructura se hace necesario cuando su estabilidad y/o capacidad de servicio bajo las condiciones de uso estipuladas o de diseño no pueden ser más garantizadas. Gracias al trabajo de investigación y desarrollo intensivo en el Centro Federal de Investigación y Ensayo de Materiales de Dubendorf-Suiza (EMPA), ahora es posible realizar refuerzos adheridos usando lámina de alta resistencia hecha de materiales Sintéticos Reforzados con Fibras de Carbono (CFRP).

Para una estructura de concreto reforzado está prevista una vida útil de 80 a 100 años. Durante este periodo debe satisfacer los diferentes requerimientos, los cuales no siempre todos son conocidos durante la fase de diseño.

Existen diferentes métodos de reforzamiento tales como, colocación de acero de refuerzo simple o postensado, instalación exterior de refuerzo postensado, refuerzo adherido, recrecimiento o aumento de la sección de concreto con o sin refuerzo adicional (concreto lanzado, colocado convencionalmente o adherido como elemento prefabricado) etc.

Se debe distinguir, si se han de reforzar zonas solicitadas a compresión, tracción o corte, y si las medidas son necesarias con respecto a estabilidad, capacidad de servicio y/o fatiga.

Es una tarea del ingeniero encontrar el método ideal de reforzamiento para la estructura que requiere ser reparada.

### Reforzamiento con láminas CFRP adheridas

Desde 1967 ha sido posible incrementar la resistencia a la flexión de estructuras de concreto reforzado existentes, por medio de láminas metálicas adheridas posteriormente (normalmente acero Fe E 235). Hoy en día se disponen de tablas de diseño [1] y el refuerzo con láminas de acero adheridas se cuenta ya como "Estado de la Técnica". Sin embargo el método registra al lado de muchas ventajas también algunas desventajas (Figura 1). Gracias a trabajos de investigación y desarrollo intensivo en EMPA-Dubendorf, hoy en día es posible reemplazar el acero pesado por materiales compuestos livianos a base de fibras [2,3,4,5].

Las láminas CFRP se consiguen en longitudes variables y se pueden transportar en rollos.

Las láminas metálicas se pueden caer por causa de la corrosión, mientras que las láminas CFRP por el contrario no se corromen.

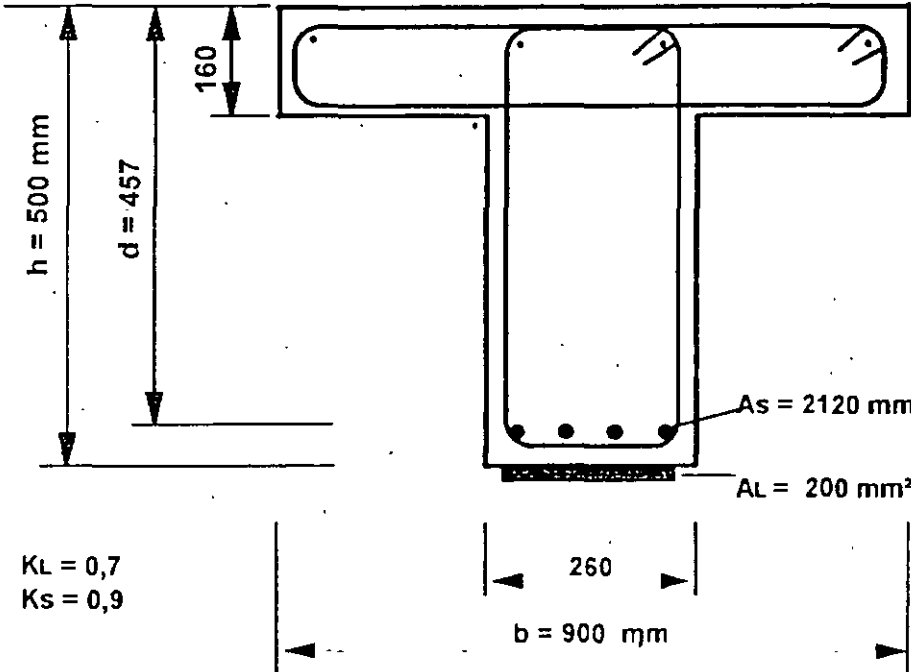
GEOMETRIA		MATERIALES (valores medios)	
 <p> <math>h = 500 \text{ mm}</math>  <math>d = 457</math>  <math>160</math>  <math>260</math>  <math>b = 900 \text{ mm}</math>  <math>As = 2120 \text{ mm}^2</math>  <math>AL = 200 \text{ mm}^2</math>  <math>KL = 0,7</math>  <math>Ks = 0,9</math> </p>		<b>ACERO DE REFUERZO :</b>	
		$f_{yk} = 560 \text{ N/mm}^2$	$E_{sy} = 2.86 \text{ ‰}$
		<b>LAMINA CFRP:</b>	
		$\sigma_{l,u} = 2'000 \text{ N/mm}^2$	$\epsilon_{l,u} = 13.6 \text{ ‰}$
		$\epsilon_{l,o} = 6.8 \text{ ‰}$	
		<b>CONCRETO</b>	
		$f_{c, \text{nom}} = 42 \text{ N/mm}^2$	
<b>RESISTENCIA A LA FLEXION</b> EJE NEUTRO: $X = 94 \text{ mm}$  DEFORMACION UNITARIA :  $\epsilon_c = -1,10 \text{ ‰}$ $\epsilon_s = 4.26 \text{ ‰}$ $\Delta\epsilon_l = 4.76 \text{ ‰}$	<b>MOMENTO DE ROTURA</b> $M_R = 691 \text{ kNm}$  TIPO DE FALLA : ROTURA DE LA LAMINA DURANTE LA FLUENCIA DEL ACERO ANTES DE LA FALLA DEL CONCRETO EJE NEUTRO : EN LA ALETA	<b>DATOS DE ENSAYO</b>  MOMENTO MAXIMO : $M_{\text{max}} = 682 \text{ kNm}$  FACTOR DE REFUERZO $M_{r \text{ ref}} / M_{r \text{ sin ref.}} = 1,3$	

FIGURA 6. EJEMPLO

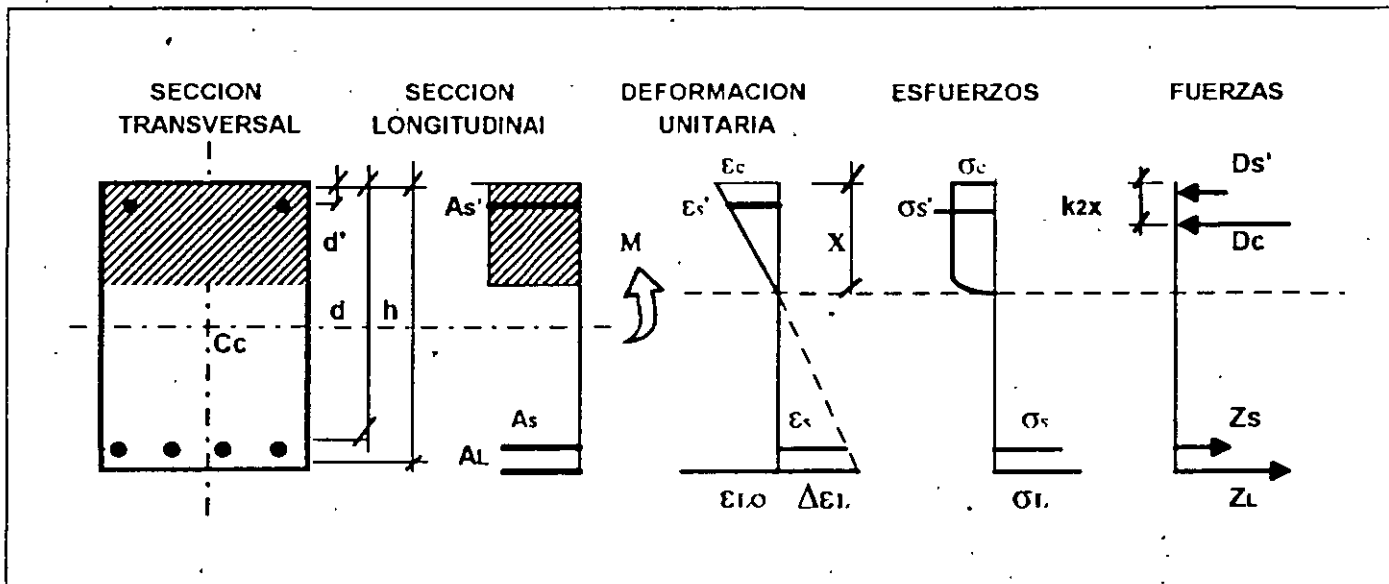


FIGURA 5. SECCION RECTANGULAR : CALCULO DEL MOMENTO ULTIMO  $M_r$

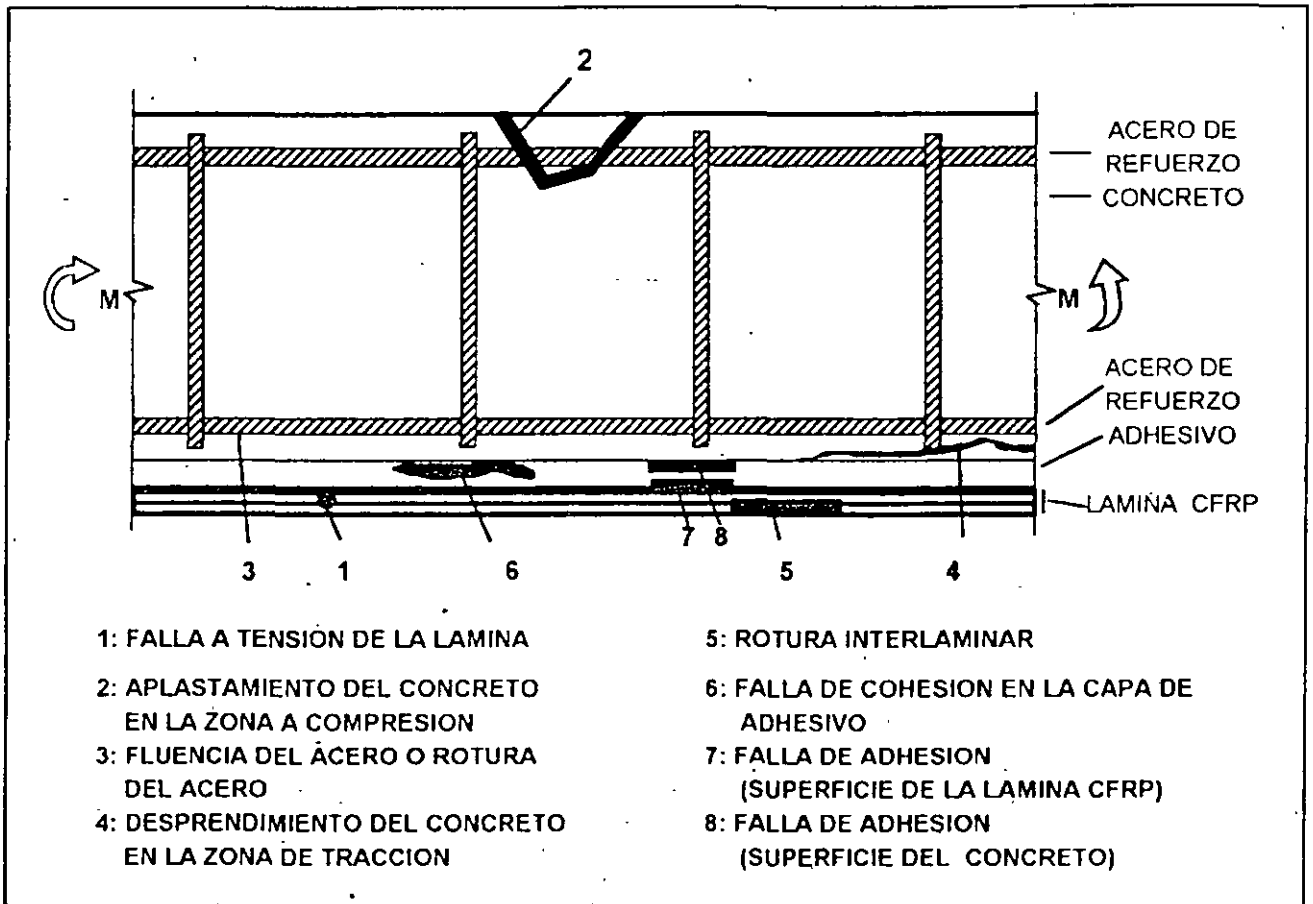
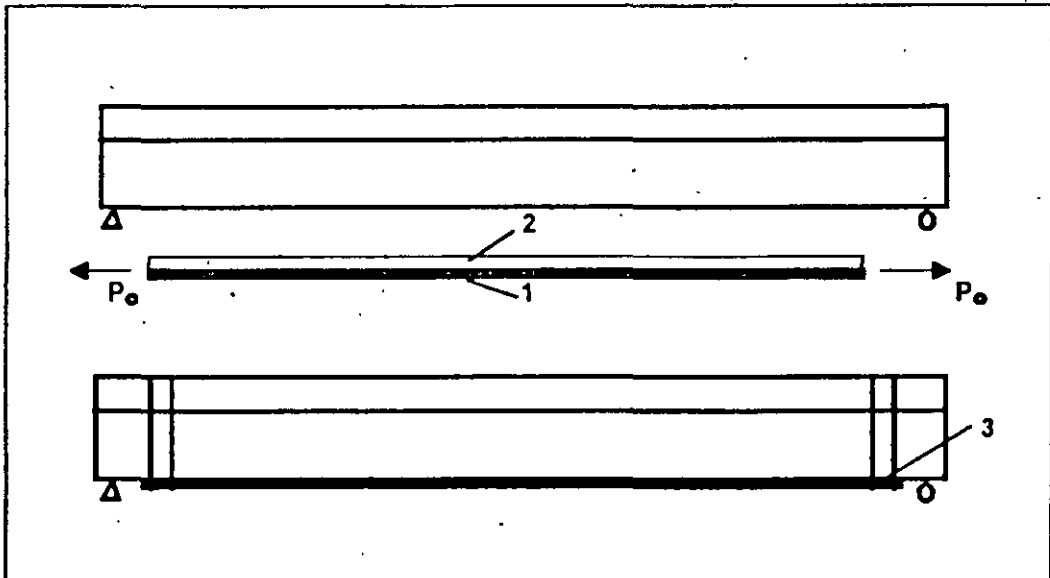


FIGURA 4. CORTE TRANSVERSAL DE UN ELEMENTO CON REFORZAMIENTO : TIPOS DE FALLAS.



**FIGURA 3. PROCEDIMIENTO PARA LA APLICACION DE UNA LAMINA CFRP PREESFORZADA**



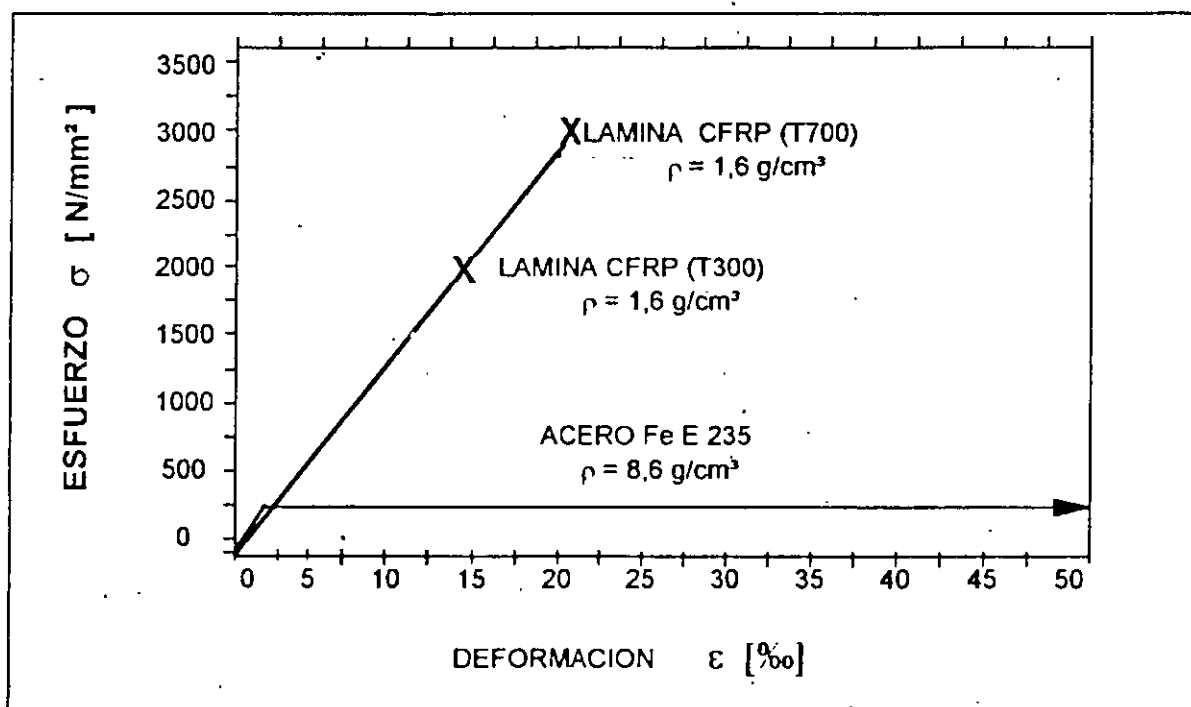


FIGURA 2. DIAGRAMA ESFUERZO - DEFORMACION  
 ( VOLUMEN DE FIBRAS - 70% )

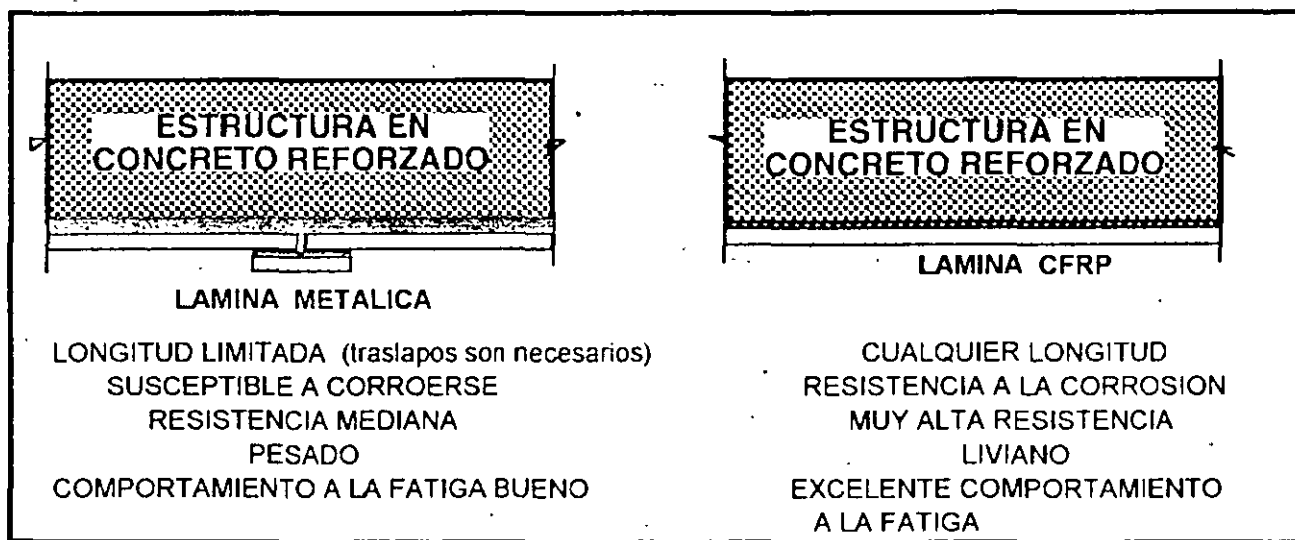
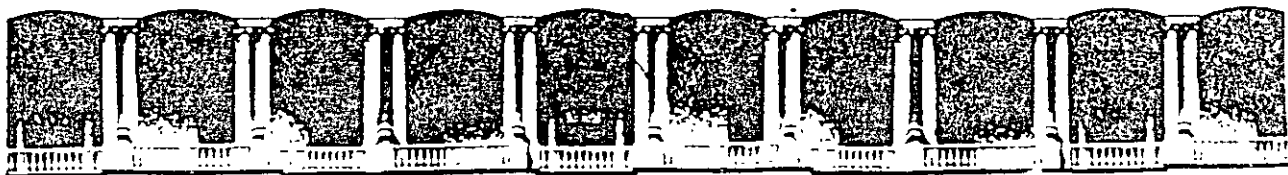


FIGURA 1. VENTAJAS DE LAS LAMINAS CFRP FRENTE A LAS LAMINAS METALICAS PARA REFORZAMIENTO ADHERIDO

**BIBLIOGRAFIA**

- [1] Ladner M., Pralong J., Weder Ch.: Geklebte Bewehrung: Bemessung und Erfahrungen, EMPA-Bericht Nr. 116/5, 1990
- [2] Meier U.: Bruckensanierung mit Hochleistungsfaserverbundwerkstoffen, Material und Technik Nr.4, 1987.
- [3] Meier U.: Carbon Fiber-Reinforced Polymers: Modern Materials in Bridge Engineering, Structural Engineering International No. 1, 1992
- [4] Deuring M.: Verstärken von Stahlbeton mit gespannten Faserverbundwerkstoffen, EMPA-Forschungsbericht Nr.224, 1993
- [5] Kaiser H.: Bewehren von Stahlbeton mit kohlenstoffaserverstärkten Epoxidharzen, Diss ETH Nr.8918, 1989.
- [6] Bachmann H.: Stahlbeton I, Eidgenössische Technische Hochschule Zürich, Abteilung für Bauingenieurwesen, 1991
- [7] Meier U.: Deuring M., Meier H., Schwegler G.: Strengthening of structures with CFRP Laminates: Research and applications in Switzerland, Advanced composite materials in bridges and structures, 1st International Conference, Sherbrooke, Canada, 1992.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.  
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

**CURSOS INSTITUCIONALES**

**INSPECCIÓN MANTENIMIENTO Y REHABILITACIÓN DE  
PUENTES (Impartido por el IMT y esta División)**

Del 27 de octubre al 7 de noviembre.

*Puente Belisario Domínguez*

Palacio de Minería  
1997.

**PUENTE BELISARIO DOMINGUEZ  
TUXTLA GUTIERREZ-CHIAPA DE CORZO  
AMPLIACION Y REFORZAMIENTO**

**1957**

**ANCHO DE CALZADA 6.7m  
ANCHO TOTAL 7.9m  
CARGA MOVIL HS15 (24.5t)  
SIN BANQUETAS**

**1990**

**ANCHO DE CALZADA 14.4m  
ANCHO TOTAL 17.4m  
CARGA MOVIL T3-S3 (75t)  
DOS BANQUETAS 1.1m**

**DISEÑO CONCEPTUAL Y DE DETALLE (1954 Y 1990)  
MODESTO ARMIJO MEJIA  
MAESTRO EN CIENCIAS DE INGENIERIA**

## PUENTE BELISARIO DOMINGUEZ AMPLIACION A CUATRO CARRILES Y REFORZAMIENTO

### ANTECEDENTES.

El puente Belisario Domínguez fue diseñado en 1954 por la Secretaría de Comunicaciones y Obras Públicas, y puesto en servicio en 1957, es decir, hace 33 años.

El diseño se desarrolló conforme a las especificaciones de la American Association of State Highway Officials de 1949, para la carga viva designada entonces como H15-S12, que consideraba un remolque de 3 ejes con peso total de 24.5 toneladas. En atención a los volúmenes de tránsito que se anticipaban entonces, se adoptó un ancho de calzada de 6.7m, sin banquetas peatonales.

El río Grijalva se salva mediante un arco de concreto con claro de 80m y flecha de 22.3m, con sección maciza de 0.9x4.5m en la clave y 1.5x4.5m en el arranque. El sistema de piso está constituido por una losa con 0.2m de espesor y dos traveses con ancho de 0.3m y peralte de 1.4m. El diseño se hizo considerando la acción conjunta de arco y traveses, actuando esta última como un elemento de rigidez capaz de absorber una fracción apreciable de las flexiones producidas por la carga viva y de incrementar el factor de seguridad del arco frente al fenómeno de pandeo. Bajo la carga viva de diseño los esfuerzos máximos en el arco varían entre 35 y 50 kg/cm<sup>2</sup>; los mínimos resultan de alrededor de 5 kg/cm<sup>2</sup>, en compresión. En relación con la seguridad al pandeo se satisficieron los requisitos exigidos por las normas alemanas DIN, en ausencia de especificaciones AASHTO al respecto.

Como una fase previa a la presente tarea de ampliar y reforzar el puente, se desarrollaron, ahora con el auxilio de la computadora, los cálculos correspondientes al puente como está actualmente habiendo comprobado que, para las cargas originalmente consideradas (remolques de 24.5t), la estructura cumple con las actuales especificaciones AASHTO (American Association of State Highways and Transportation Officials), salvo una deficiencia del orden del 10%, en relación con la capacidad al cortante de las traveses del piso.

### LOS REQUERIMIENTOS ACTUALES

En atención al incremento del tránsito entre

Tuxtla-Gutiérrez y Chiapa de Corzo, que actualmente es del orden de 7500 vehículos por día, las autoridades estatales han promovido y llevan a cabo la ampliación a cuatro carriles de la carretera que une a las mencionadas ciudades. Por otra parte, la vocación turística y recreativa de la zona del puente se ha visto reforzada con la construcción de la presa Chicoasén, cuyo embalse se remonta aguas arriba del puente.

El volumen de tránsito hace mandatoria la ampliación del puente a cuatro carriles de circulación y el potencial turístico y recreativo de la zona del puente hace recomendable que el puente sea dotado de banquetas peatonales. Para la circulación de vehículos se contará con cuatro carriles de 3.5m de ancho (iguales a los de las vías rápidas de la Ciudad de México, y a los de los puentes Tampico y Coatzacoalcos); en relación con las banquetas, el ancho adoptado será de 1.1m. Los anteriores anchos de carriles y banquetas se consideran muy moderados, en armonía con nuestro grado de desarrollo y con las posibilidades que ofrece la capacidad de la estructura actual.

La situación es radicalmente diferente en relación con las cargas vivas que circulan actualmente por nuestra red carretera: en vez del remolque de 24.5t que se adoptó para el diseño del puente, la carga legal vigente para una configuración semejante (T3-S3), es de 46t; y la real, de 75t, es decir, 3 veces mayor que la de diseño. Pero más grave aún, tratándose de elementos locales o de reducidas dimensiones es el hecho de que la mencionada carga tipo T3-S3, en su versión real, incluye tres ejes traseros, con separación de solamente 1.2m, cuyo peso es del orden de 42t, en contraste con el eje trasero del remolque de diseño, cuyo peso es del orden de 11t. En consecuencia, dichos elementos locales o de reducidas dimensiones, están expuestos a recibir cargas vivas CUATRO VECES MAYORES, que las consideradas en el diseño original.

La situación anterior afecta a la mayoría de los puentes de nuestra red carretera, pero es particularmente crítica para el puente Belisario Domínguez, en atención a los pequeños claros del sistema de piso (10 y 11.5m) y al hecho de que dicho sistema de piso trabaja conjuntamente con el arco (como trabe de rigidez) y su debilidad frente a concentraciones CUATRO VECES MAYORES que las de diseño, puede traducirse en una debilidad de la estructura fundamental soportante (el arco), al incrementarse las

flexiones generales debidas a la carga viva y reducirse su seguridad al pandeo, todo como consecuencia del deterioro de su elemento rigidizante. En rigor, el peso de los remolques que transiten sobre el puente debería limitarse a 1.5 veces la carga de diseño (como es frecuente en los de los países altamente desarrollados que tienen muchas estructuras en condiciones análogas), es decir a unas 35t de peso total. Desafortunadamente, es bien sabido que esas restricciones son inoperantes, fundamentalmente por no existir instalaciones para el pesado de vehículos, y más aún, que cargas mucho mayores, aunque con configuraciones más favorables, pasan ocasionalmente por nuestros puentes.

La anterior situación en relación con las cargas, nos ha permitido concluir que, aunque el puente no se ampliara a cuatro carriles, su reforzamiento no puede diferirse, ya que puede resultar seriamente dañado con el paso de los grandes remolques que realmente circulan por nuestras carreteras, y que, como se ha expresado antes, llegan a pesar hasta 75t, contando con tres ejes traseros cuyo peso total asciende a unas 42t.

A los requerimientos anteriores, relativos a anchos y capacidad de carga, debe agregarse el de afectar, en el menor grado posible, el reconocido valor estético del puente.

#### FACTORES ESTRUCTURALES Y FUNCIONALES QUE DEFINEN LA SOLUCION

En función de los requerimientos generales arriba consignados y de las características estructurales del puente actual, se han determinado las siguientes condiciones que deben satisfacer las obras de ampliación y reforzamiento del puente.

A) Todos los componentes de la estructura deben acondicionarse para soportar la acción de CUATRO CARRILES cargados simultáneamente con AASHTO HS20, aplicando el reglamentario coeficiente relativo a la improbabilidad de coincidencia; o, en el carril más desfavorable, las cargas correspondientes al remolque tipo T3-S3, en su versión real de 75t de peso total.

B) En atención a que se contempla un apreciable tránsito de peatones, para comodidad de los mismos, las deformaciones verticales máximas se limitarán a un milésimo del claro correspondiente, y los giros



transversales máximos, a tres milésimos de radián.

C) Por lo que respecta al riñón del arco (cuarto del claro), que es el punto crítico desde el punto de vista de la estabilidad del conjunto, los esfuerzos máximos de compresión se limitarán a 50 kg/cm<sup>2</sup> y los mínimos serán también de compresión, superiores a 5 kg/cm<sup>2</sup>. Los anteriores esfuerzos son sensiblemente iguales a los del diseño original, a pesar de que la estructura ampliada estará sometida a cargas vivas generales del DOBLE de las originales, y a cargas vivas locales del CUADRUPLE de las originales; por lo que respecta a la carga muerta, su incremento como consecuencia de las obras de ampliación, será del orden del 35%.

D) Los demás componentes se acondicionarán para cumplir con los coeficientes de factorización establecidos en actuales especificaciones AASHTO, y que implican coeficientes de seguridad entre 1.5 y 2.5, según el grado de predominio de la carga viva.

E) Dado el apreciable tránsito sobre el puente, en la actualidad del orden de 7,500 vehículos por día, es recomendable adoptar una solución que reduzca al mínimo las molestias y demoras a los usuarios y que al mismo tiempo elimine el riesgo de colisiones de vehículos contra estructuras auxiliares para el colado de concreto.

F) Por otra parte, se reconoce la conveniencia de que obras que interfieran con el funcionamiento del puente se realicen en el menor lapso posible.

#### EVOLUCION DE LA SOLUCION

A mediados de febrero de 1988, es decir, hace casi dos años, iniciamos la delicada tarea de concebir una solución que satisficiera todas las condiciones anotadas arriba, las que en pocas palabras, pueden resumirse en lograr una estructura con cuatro veces más capacidad para el tránsito y con mayores coeficientes de seguridad que el diseño original, frente a las grandes cargas vivas que hoy predominan.

Se plantearon y evaluaron numerosas soluciones para lograr esos objetivos. Las primeras fueron totalmente a base de concreto reforzado y presforzado, e implicaban, para el sistema de piso, la adopción de una sección transversal cerrada, que virtualmente envolvía a la sección actual. La sección resultante era análoga a la de

los puentes Tampico y Coatzacoalcos, que han resultado muy afortunados desde el punto de vista estético. Desafortunadamente, no pudieron alcanzarse los objetivos E y F; durante el análisis del proceso de construcción se constataron grandes dificultades para cumplir con el objetivo C, como consecuencia del gran peso por unidad de longitud de esa sección envolvente, y a la inconveniencia (casi imposibilidad), de subdividir cada etapa longitudinal en varias etapas transversales no consecutivas, alejándonos aún más de los objetivos E y F. Por otra parte, se presentaron serias dificultades para lograr el objetivo D, en relación con la capacidad a flexión y cortante de las trabes del actual sistema de piso.

Al constatar que la combinación de concreto con acero estructural, que se adoptó para los 290m centrales del claro principal de 360m del Puente Tampico, ha sido calificada como altamente satisfactoria desde el punto de vista estético, gracias principalmente a una pintura del mismo color que el concreto, se plantearon y evaluaron otras alternativas, que permitieron avanzar hacia las metas ideales contempladas en los objetivos, habiendo llegado, mediante un largo proceso, a la solución que estamos presentando en esta oportunidad, y que se caracteriza por los siguientes logros:

Los esfuerzos máximos de compresión en el arco, bajo las grandes cargas vivas mencionadas quedarán por abajo de los 40 kg/cm<sup>2</sup>, en el riñón; los mínimos de compresión, por encima de los 10 kg/cm<sup>2</sup>, en el mismo punto. El resultado anterior es consecuencia de haber dotado al sistema de piso de un momento de inercia con respecto al eje horizontal DIEZ VECES mayor que el actual. Gracias a ello, los desplazamientos verticales del sistema de piso se reducen a una TERCERA PARTE de los que ocurrirían en la estructura actual, abatiendo, en una proporción del mismo orden, los momentos en el arco, el cual debe necesariamente deformarse en la misma medida que el sistema de piso.

A su vez, la reducción de desplazamientos verticales se traduce en un incremento del orden de CUATRO VECES en el coeficiente de seguridad del arco frente al fenómeno de pandeo.

Debido a que el aumento de la rigidez flexionante del sistema de piso se obtiene mediante la adopción de una sección cerrada, aparece por primera vez en el panorama

estructural la disponibilidad de una gran rigidez torsional del mismo, 260 VECES la actual. Gracias a esa disponibilidad resulta posible que un arco de 4.5m de ancho pueda recibir una calzada para vehículos con 14.4m de ancho entre guarniciones. El mismo principio permitió que el claro principal del Puente Tampico quedara sostenido por un conjunto de tirantes, sin rigidez flexionante alguna, localizados en el camellón central de la calzada, cuyo ancho es de 15.5m entre guarniciones; la gran rigidez torsionante del sistema de piso, permitió salvar un claro de 360m, sin que se excedieran los giros transversales, aún bajo las mayores excentricidades de la carga viva. Lo anterior explica que, en el caso del Puente Belisario Domínguez ampliado, se obtengan para un remolque de 75t circulando en uno de los carriles laterales, giros transversales de apenas 1.2 milésimos de radián, es decir, menos de la mitad del permitido por AASHTO.

Esa misma disponibilidad de una gran rigidez torsionante, en asociación con la rigidez flexionante con respecto a ambos ejes, contribuye a que se reduzcan los esfuerzos debidos a sismos, tanto en sentido longitudinal como transversal, a pesar de que la carga muerta sobre el arco será, como se apuntó antes, un 35% mayor que la actual.

El mejoramiento estructural de las trabes actuales del sistema de piso se debe, en buena parte, al hecho de que las cargas muertas y vivas de los carriles de circulación y banquetas que se adicionan, pasarán directamente a los pilares. Estos, a su vez, sometidos a cargas y flexiones mayores que en la actualidad, serán reforzados en forma tal que aumenten, en más del doble, su seguridad al pandeo, ya que desde el punto de vista de área de sección, la que tienen actualmente es más que suficiente.

## CONCLUSIONES

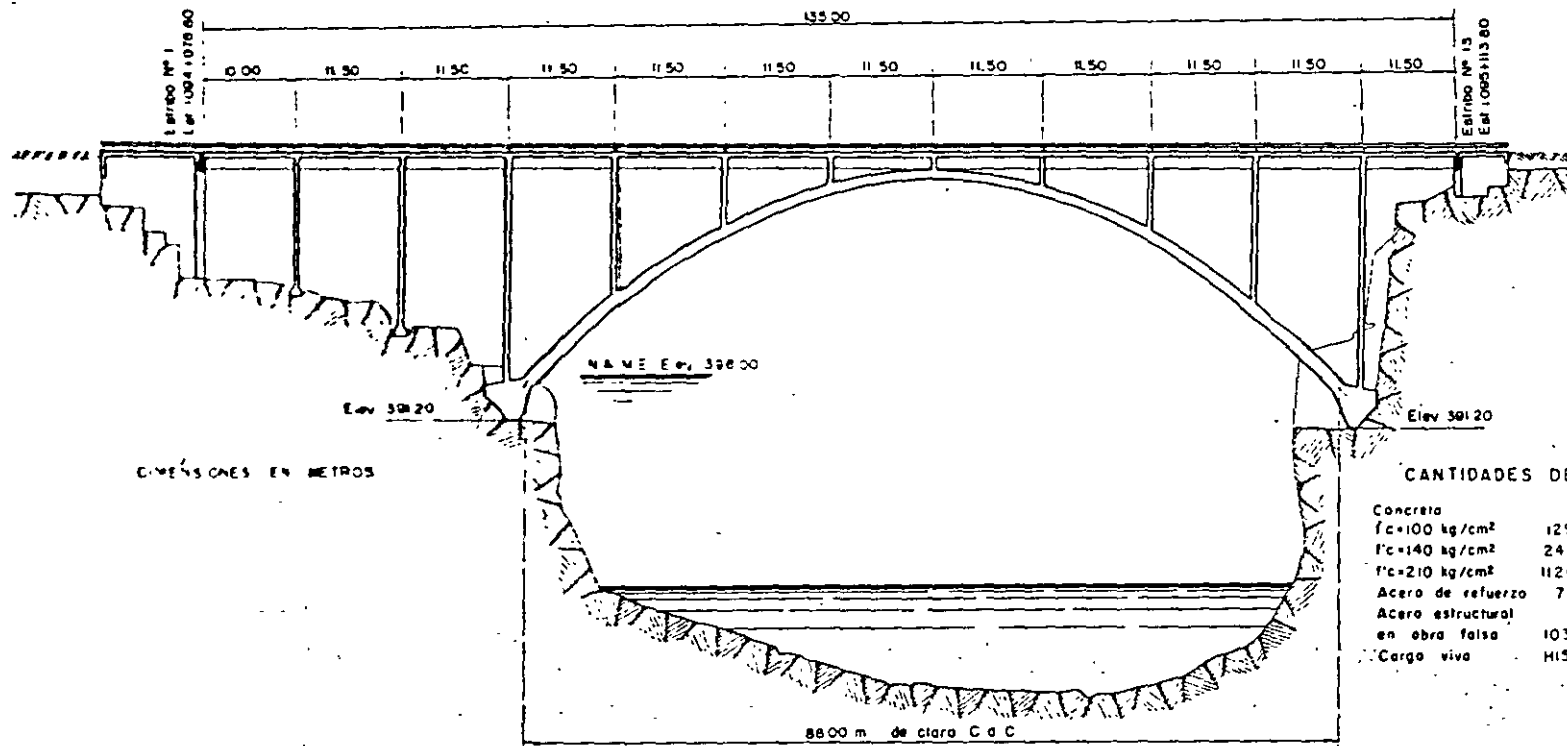
La insoslayable necesidad de mejorar el nivel de servicio de la carretera Tuxtla Gutiérrez-Chiapa de Corzo, dotándola de cuatro carriles de circulación, ha venido a constituir una magnífica oportunidad para mejorar las condiciones estructurales del Puente Belisario Domínguez, cuyos coeficientes de seguridad actuales son notoriamente insuficientes frente a los grandes pesos de los remolques que realmente circulan hoy en día en nuestra red vial; y, más aún, frente al gran peso de sus tres ejes traseros. No está de más insistir en los riesgos que lleva implícita esa situación.

En general, siempre se ha considerado sumamente difícil restituir plenamente la integridad estructural de una obra después de un tercio de siglo de uso y abuso de la misma. Es por eso que, si además de lograr lo anterior se cuadruplica su capacidad de circulación y se acondiciona para soportar las grandes cargas vivas de la actualidad, que esperamos no se incrementen más en el futuro para salvaguarda de nuestra red vial, dichos logros pueden considerarse como insólitos.

Cabe finalmente hacer notar que todo logro tiene su precio. Afortunadamente, en nuestro caso, ese precio es muy bajo y estriba fundamentalmente en el hecho de no haber resultado razonable la adopción de concreto reforzado y presforzado en el 100% de las obras de ampliación y reforzamiento. Como alivio frente a esa realidad, nos referiremos nuevamente al Puente Tampico, cuyo claro principal cambia súbitamente de 100% concreto presforzado a 100% acero soldado, sin que ello constituyera un obstáculo para merecer dos preseas internacionales, una en los ámbitos de USA, Canadá y México (American Concrete Institute), y otra en el mundo de influencia ibérica, otorgado a la mejor obra pública finalizada en 1987-88 en España, Portugal y países iberoamericanos. En ambas preseas se destacó el valor estético de la obra, cuyo mencionado pecado venial fue atemperado mediante una pintura del mismo color que el concreto.

Tuxtla Gutiérrez, Chiapas, 1° de febrero de 1990.

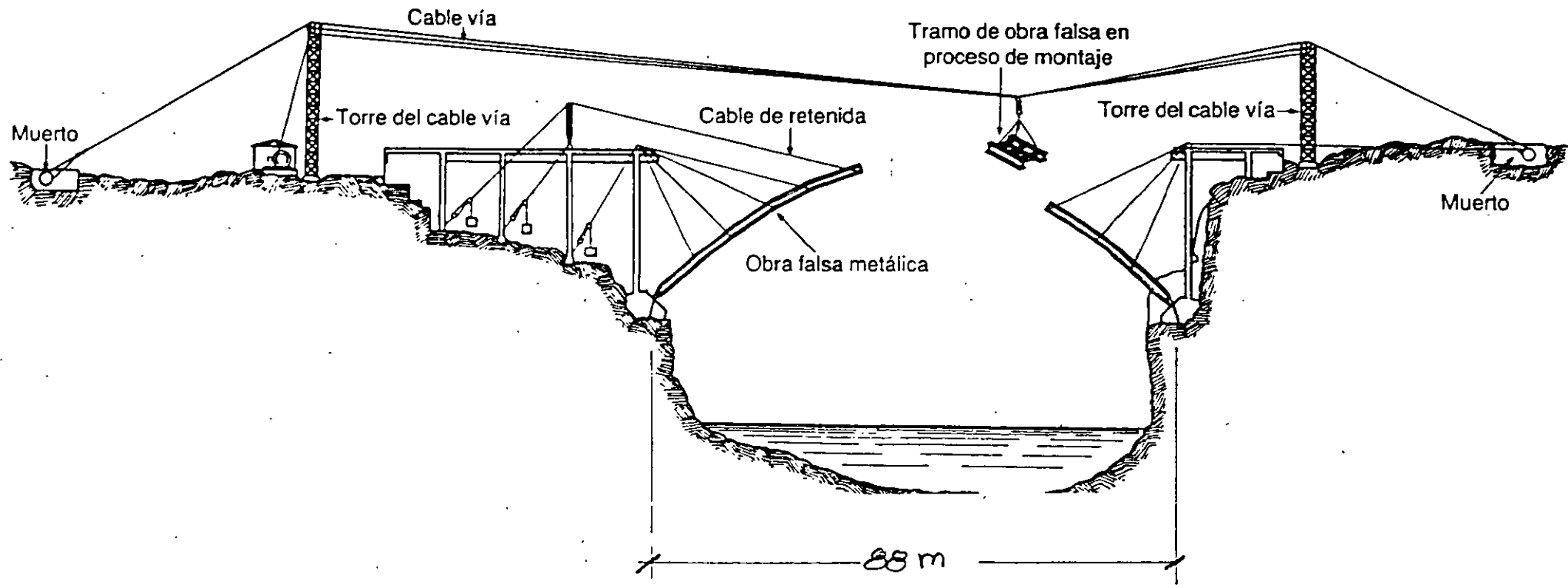
Modesto Armijo Mejía  
M. en C. de Ingeniería  
Presidente de COMEC, S. A. de C. V.



# PUENTE BELISARIO DOMINGUEZ

Km 1095+060 CAMINO: MEXICO-OCOTAL

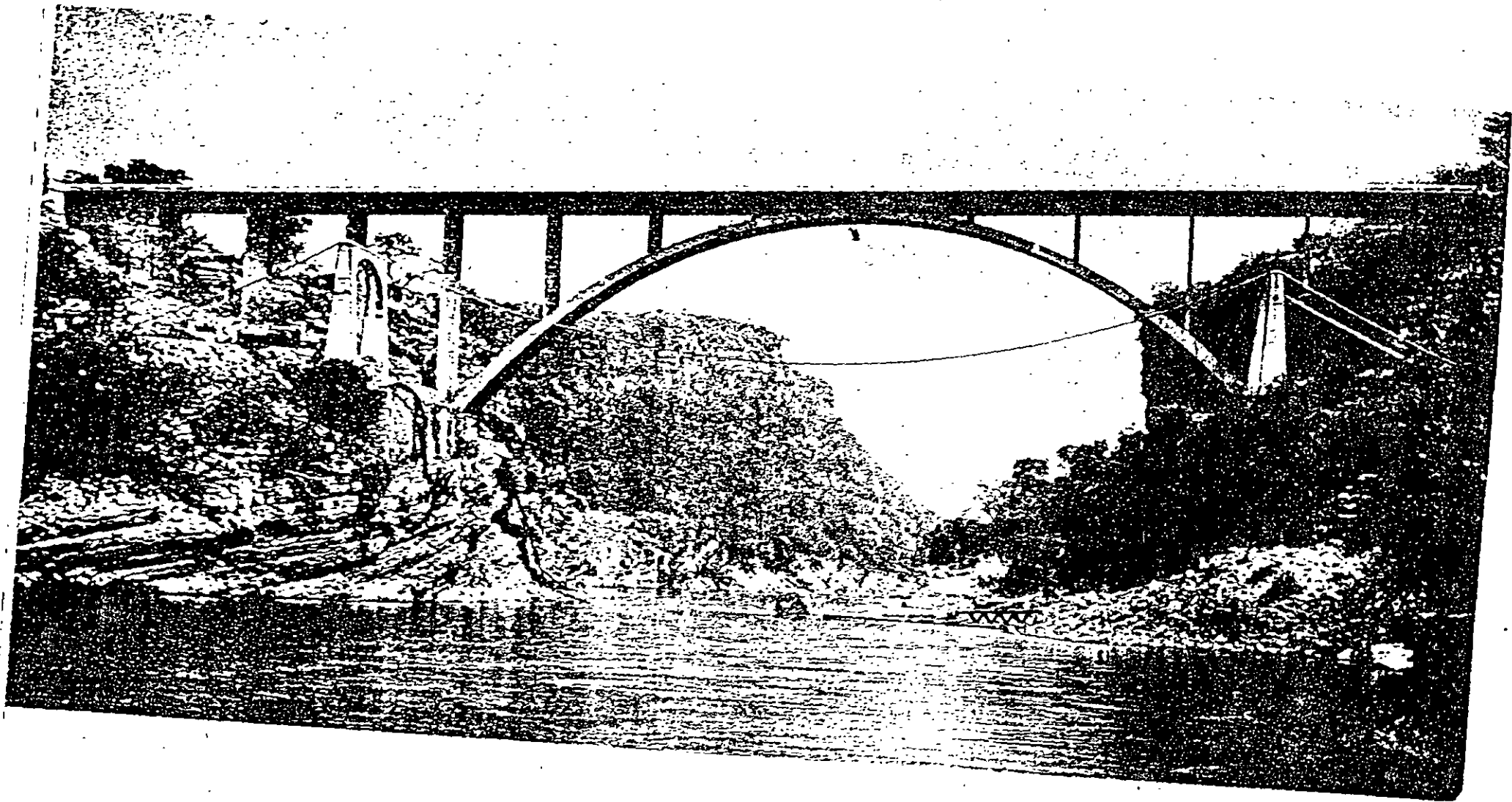
196-100



PUENTE BELISARIO DOMINGUEZ

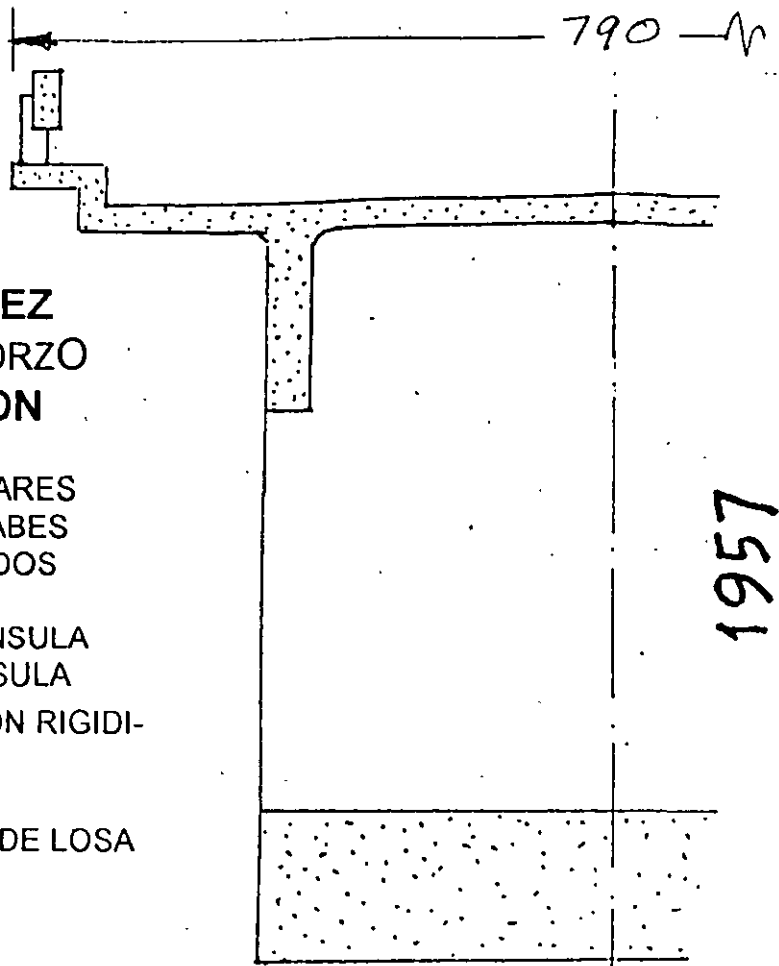
MONTAJE DE OBRA FALSA

1957

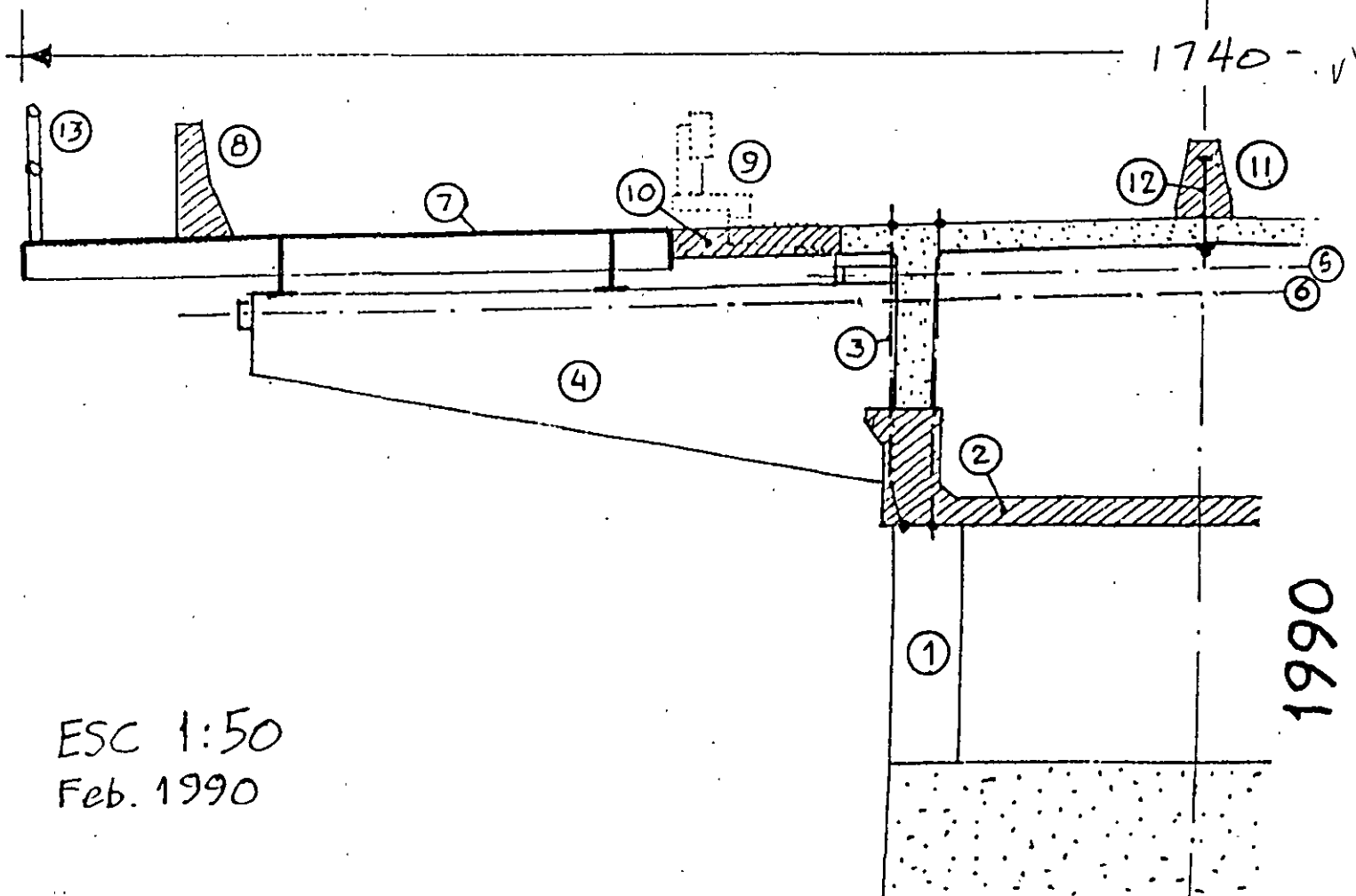


**PUENTE BELISARIO DOMINGUEZ  
TUXTLA GUTIERREZ-CHIAPA DE CORZO  
SECUENCIA DE CONSTRUCCION**

- 1 COLADO DE REFORZAMIENTO DE PILARES
- 2 COLADO DE REFORZAMIENTO DE TRABES
- 3 PRESFUERZO PARA INTEGRAR COLADOS
- 4 MONTAJE DE MENSULA DE ACERO
- 5 PRESFUERZO PARA FIJACION DE MENSULA
- 6 PRESFUERZO PARA EMPOTRAR MENSULA
- 7 MONTAJE DE PISO ORTOTROPICO CON RIGIDIZADORES TRANSVERSALES
- 8 COLADO DE BARRERAS LATERALES
- 9 DEMOLICION DE PARAPETO Y PARTE DE LOSA
- 10 COLADO LOSA DE LIGA
- 11 COLADO DE BARRERA CENTRAL
- 12 PRESFUERZO DE BARRA ROSCADA
- 13 COLOCACION PARAPETO PEATONAL



1957

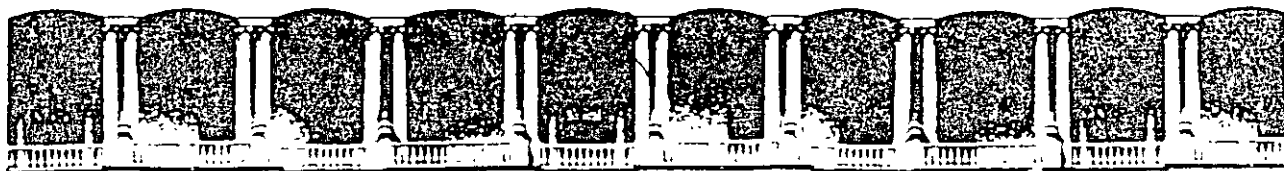


1990

ESC 1:50  
Feb. 1990

//





**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.  
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

**CURSOS INSTITUCIONALES**

**INSPECCIÓN MANTENIMIENTO Y REHABILITACIÓN DE  
PUENTES (Impartido por el IMT y esta División)**

Del 27 de octubre al 7 de noviembre.

*Puente Alvarado*

Ing. Juan Téllez M.  
Palacio de Minería  
1997.

---



---

**PUENTE ALVARADO**

COSTO COMPARATIVO EN % DEL REFORZAMIENTO Y UNA ESTRUCTURA NUEVA; A PRECIOS DE 1991.

**REFORZAMIENTO**

<b>COSTOS</b>	<b>AÑO</b>	<b>FACTOR DE ACTUALIZACION 1991.</b>	<b>IMPORTE</b>
459,273.92 (ARMADURA)	1989	1.6662	765,242.21
4'608,604.03 (TRAMOS DE CONCRETO)	1991	1.0000	4'608,604.03
		<b>TOTAL</b>	<b>5'373,846.24</b>

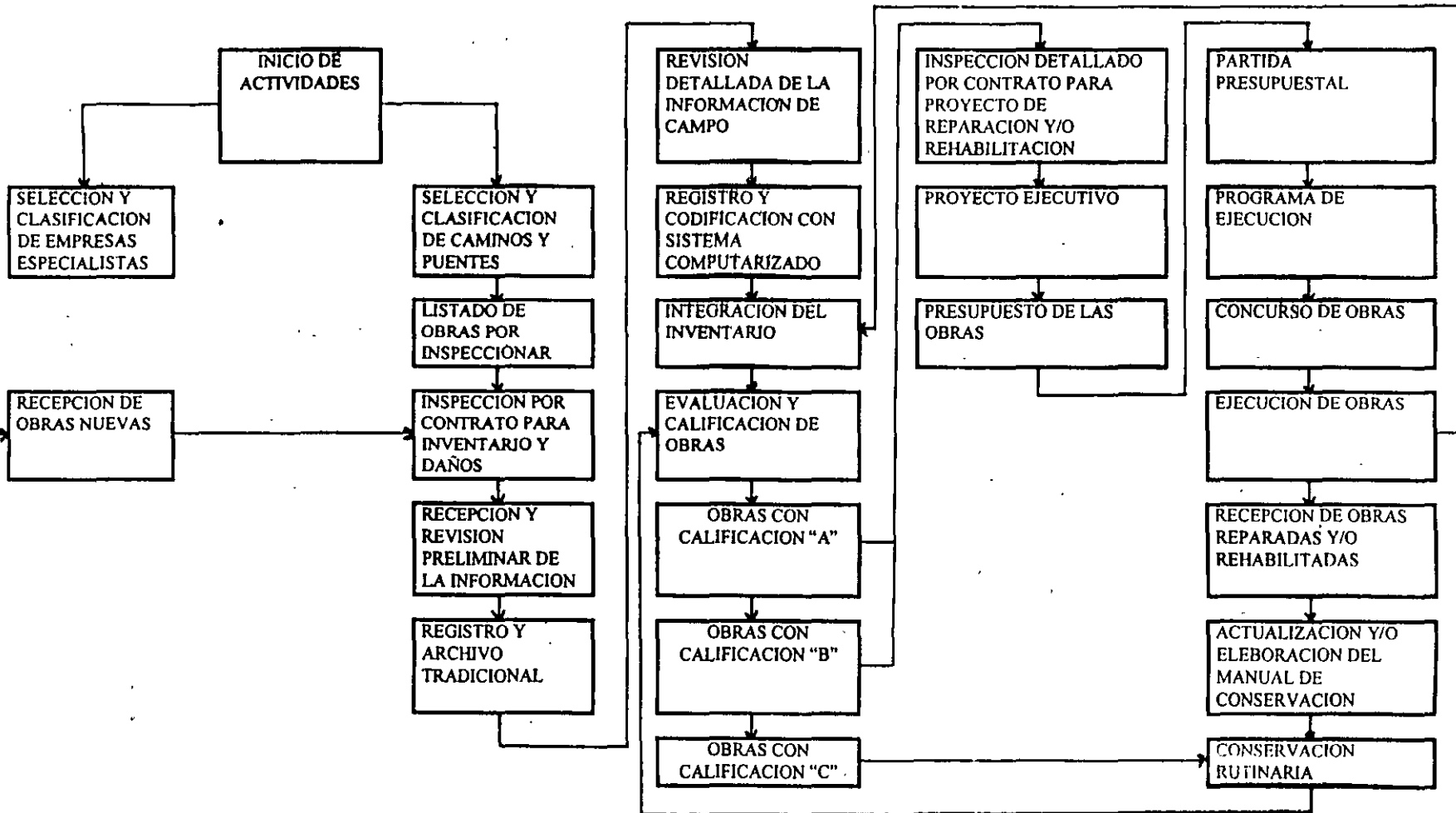
**COSTOS DE:**
**SUPERESTRUCTURA NUEVA**

5'338,368.00	1988	1.7661	9'428,090.00
		<b>RELACION DE %</b>	<b>56 %</b>

**TODO EL PUENTE**

18'916.000.00	1988	1.7661	33'409,547.60
		<b>RELACION DE %</b>	<b>16 %</b>

DIAGRAMA DE ACTIVIDADES  
SISTEMA PARA LA ATENCION DE PUENTES Y PASOS A DESNIVEL



## EVALUACION DE DAÑOS Y CALIFICACION DEL ESTADO FISICO DE LAS ESTRUCTURAS

El estado físico de las estructuras de puentes y pasos a desnivel, se califica con alguna de las tres designaciones A, B o C, dependiendo de la gravedad de su daño.

- CALIFICACION A REQUIERE ATENCION INMEDIATA.**  
Puentes que presentan una o varias deficiencias graves que impliquen un peligro inminente para la seguridad pública o que puedan ocasionar la interrupción prolongada del tránsito sobre dicho puente.
- CALIFICACION B REQUIERE ATENCION A MEDIANO PLAZO.**  
Aquellos puentes que presentan una o varias deficiencias importantes, que de no atenderse oportunamente pueden evolucionar hacia deficiencias graves.
- CALIFICACION C REQUIEREN MANTENIMIENTO NORMAL.**  
Son los puentes que presentan deficiencias menores con evolución lenta y únicamente requieren trabajos rutinarios de conservación, tales como: deshierbe, desazolve de drenes, pintura de parapetos, limpieza y lubricación de apoyos, etc.

# **PUENTE ALVARADO**

## **I. DESCRIPCION**

El puente Alvarado, ubicado en el kilómetro 1+550 de la carretera Veracruz-Acayucan, tiene una longitud total de 529.7 m.- El puente está integrado por 3 tramos de anclaje de 45m de longitud y sección cajón de peralte variable, una armadura móvil de 66m, 6 tramos suspendidos de 45m y uno de 30m compuestos de 4 traveses de concreto presforzado de 2.0m de peralte (Fig.1).

## **II. REPARACION DE LAS TRABES PRESFORZADAS**

Durante una campaña de inspección de la superestructura de este puente se detectaron signos que indican que ha comenzado un proceso de corrosión en los cables de presfuerzo de las traveses. Esto implica una reducción de la capacidad portante de la estructura y por consiguiente una disminución de la seguridad.

La primera necesidad que surge en todo proceso de proyecto de reparación es ubicar los puntos ó zonas en donde se produce el fenómeno y evaluar su intensidad para posteriormente planear la sustitución o reforzamiento.

La detección de este tipo de fenómeno en estructuras en las que no se ha tomado alguna precaución especial durante su construcción, es sin lugar a dudas uno de los problemas aún no resueltos de una manera satisfactoria ó para ser más precisos de una forma "económicamente satisfactoria"-

Para la determinación de la fuerza residual en un cable se necesita conocer el esfuerzo al que está sometido en un momento dado y a la sección residual del mismo.

La medición del presfuerzo al que está sometido un cable adherido por una inyección sólo es posible si se ha tomado la precaución de colocar en el momento de la construcción un elemento medidor como:

- Bobina concatenada con el cable, por la que se hace circular una corriente de baja intensidad.
- Dispositivo basado en el principio de la cuerda vibrante.
- Strength-gage ó extensómetro.
- Otros.

Todos ellos deben ser calibrados con una medición inicial a la hora del tensado de la unidad que miden.

En el caso que nos ocupa, al igual que en la totalidad de las obras, no se han colocado tales dispositivos, por lo que el valor del esfuerzo no es un parámetro disponible. El proyectista sólo puede manejar un valor que sale del esfuerzo de la curva de tensado, y calcular las pérdidas que haya tenido, por lo tanto es un valor estimado.

La sección se puede llegar a determinar siempre y cuando el cable sea accesible desde la periferia de la trabe. Para ello se necesita instalar una pasarela de trabajo, hacer una abertura en la pared de concreto con mucho cuidado con un pequeño cincel muy afilado, ya que los golpes en una trabe comprimida no son muy aconsejables por el riesgo que implican. Finalmente se llega al ducto, se corta el mismo y se observa en el interior la existencia ó no de la inyección y el estado de los cables; eventualmente se podrá apreciar y medir la reducción de la sección de los cables. Si hubiese vacíos se podrá hacer uso de un endoscopio, aparato basado en el principio de la conducción de las imágenes por medio de fibras ópticas, equipado con una fuente luminosa para observar más allá ó alrededor de la abertura inicial.

Para ubicar los cables se puede emplear un equipo de detección basado en la emisión de un flujo magnético, el pachómetro ó un equipo basado en la emisión de rayos nucleares, aparato radiográfico.

Para resumir.

1).-La determinación de la sección de los cables es:

- Costosa.
- Tiene su limitación, solo en las partes accesibles.
- Tiene su riesgo, provoca fisuras por los golpes.

2).-La determinación del esfuerzo es solo posible por estimación.

3).- La información que se obtiene en todo caso es válida sólo en un punto de un cable y no se puede inferir de manera razonable que puede estar pasando en una sección a unos escasos decímetros de la explorada.

Por todo lo anterior, podemos deducir que una campaña de inspección en las condiciones descritas del puente "Alvarado" no es rentable en términos de la relación de costos -cantidad de información- validéz de los resultados, para determinar valores para diferentes secciones de la trabe.

En relación a lo anterior, las autoridades de CYPFIYSC que tenían la responsabilidad técnica, estimaron que la idea de la inspección no iba a aportar información interesante para el proyecto porque se podía deducir que el proceso de corrosión que ya había comenzado, en ese momento estaría en un nivel dado de avance, pero que ese proceso no se podía determinar salvo a costa de detectar todos los lugares de corrosión y proceder a su limpieza y neutralización, situación que no es muy evidente. Sin embargo, lo que si se podía prever es que tarde ó temprano ese proceso llevaria a la destrucción de las piezas estructurales.

Ante esta situación se realizó un proyecto de reforzamiento que tomase el relevo de la capacidad a medida que el sistema existente fuese fallando.

### **III. PROYECTO DE REPARACION**

A finales de 1986, de acuerdo a las directivas mencionadas anteriormente, se desarrolló un proyecto de reparación sobre las siguientes bases:

1. Para cada trabe se determinaron las sollicitaciones debidas a la carga muerta (peso + sobrecargas) y a la carga viva. Para ese caso se determinó una cantidad de cables de presfuerzo para tomar el 100% de las cargas. En la Fig. No. 2 se muestran las propiedades geométricas de la sección en estudio.
2. Para cada trabe se estimó la fuerza de presfuerzo que tenderían los cables existentes "si no tuviesen corrosión". Para este estado se revisó la capacidad de la estructura y se determinaron los esfuerzos en las diferente fibras de las secciones (Fig. No. 3). Se calculó la cantidad de presfuerzo complementario exterior. (6 cables 12T13 por trabe) que se podía aplicar a cada trabe asumiendo que actúa completamente el presfuerzo inicial colocado al construir la obra, de tal manera que al considerar el presfuerzo inicial más el esfuerzo complementario exterior no se exceden los esfuerzos admisibles del concreto según su  $f'c$  28 teórico (de 350 kg/cm<sup>2</sup>) \*. Por otro lado este presfuerzo complementario exterior se determinó además como un número entero de cables, para conservar la simetría en la sección. Como procedimiento general de reforzamiento se previó para la primera etapa lo siguiente:
  - a) Instalar en cada trabe bloques extremos de anclaje y bloques de desviadores para alojar un presfuerzo exterior que tome el 100% de las cargas, y ampliar el bulbo de compresión a lo largo de toda la trabe. (Figs. 4 y 5).
  - b) Para el reforzamiento de esta etapa, se comienza tensando al 100% e inyectando, los cables determinados como el presfuerzo exterior complementario. De esta manera estamos seguros de no sobrepasar los esfuerzos admisibles del concreto en ningún caso. (Figura No. 6).

\* Se usó 0.6  $f'c$  (Reglamento Francés) y se multiplicó por 1.24 por la edad del concreto.

ADAM M. NEVILLE: *Tecnología del Concreto* pág. 298.



c) Como paso muy importante, se deberá tomar nivelaciones de las traveses en puntos característicos (al centro del claro y a los cuartos) antes de introducir el presfuerzo exterior complementario y durante el tensado del mismo tomando lecturas de P-O (fuerzas del presfuerzo - deformación). Como hay varios cables a tensar para el total de las traveses, se obtendrán un buen número de puntos con los que se podrá construir una gráfica para las diferentes secciones de las traveses.

Una vez llegada a esta etapa, se tiene lo siguiente:

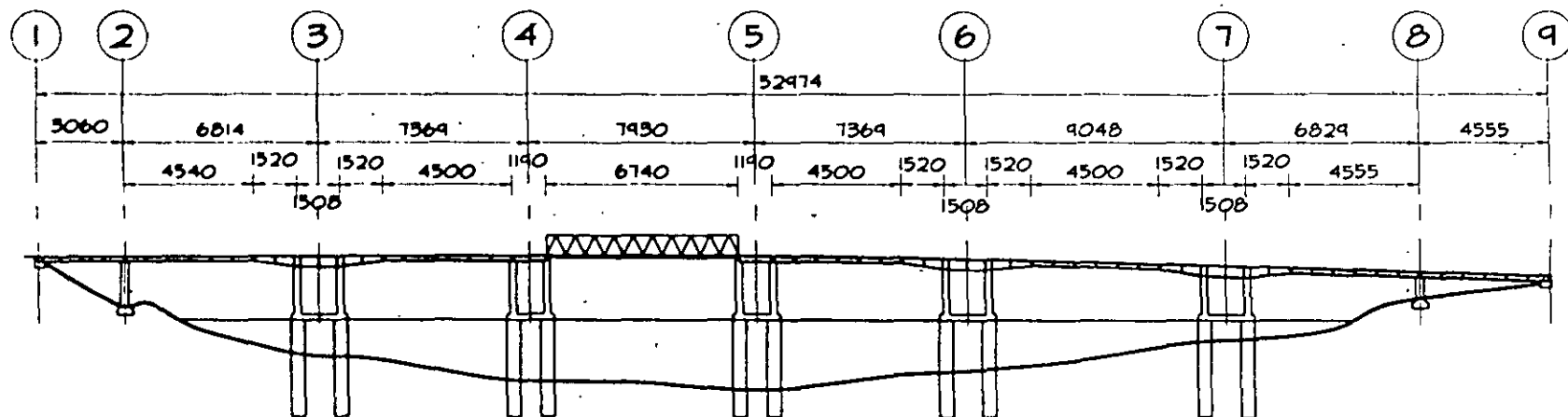
- ◆ Vigas con un presfuerzo adicional exterior no adherido, el cual aumentó la seguridad de las mismas.
- ◆ Gráfica de fuerza de presfuerzo -deformación en ciertas secciones.
- ◆ Bloques de anclajes, para el 100%de las cargas con las partes ahogadas, así como desviadores.

Como segunda etapa de la conservación de esta obra; se implementa una campaña de nivelaciones para vigilar a la misma. Una vez hechas las lecturas en los diferentes puntos, y efectuadas las correcciones por pérdidas diferidas en los cables y por variaciones de cargas muertas si las hubiere; como reecarpetados, cambio de barandales, se podrán ver en las gráficas construídas en la primera etapa la pérdida de presfuerzo de los cables colocados en la construcción original, misma que se asignará a la corrosión del presfuerzo ahogado en la trabe.

La otra situación extrema es tal que podemos imaginar que el presfuerzo original dentro de la trabe se ha corroído y desaparecido completamente ( Figura 7 ). En lugar de dar una ruptura frágil, el presfuerzo exterior se moviliza y toma el 100% de las cargas muertas y vivas, en este caso T3-S3, lo cual se verifica al calcular el momento último resistente de la sección de la sección de acero de presfuerzo exterior, considerando como una sección de acero no adherente. Previamente se verificó que la sección no falla por aplastamiento del concreto, ya que el momento por capacidad última del concreto es superior al calculado anteriormente.

El razonamiento anterior es válido, siempre y cuando el presfuerzo exterior se conserve intacto; esto quiere decir que su sección no haya sido disminuída por efectos de la corrosión, lo cual es posible ya que el nuevo sistema permite la conservación del mismo y si se hace correctamente, en caso de ser detectado un problema de corrosión, se podrá cambiar un toron ó un cable.

En definitiva este procedimiento permite no solo reforzar la estructura sino que le quita su condición de fragilidad ya que es una especie de "red" que detiene la estructura que pudiese fallar súbitamente. Por último, en caso de que no se presentara una falla súbita, es posible seguir reparándola gradualmente midiendo flechas y fuerza residual en los cables nuevos .



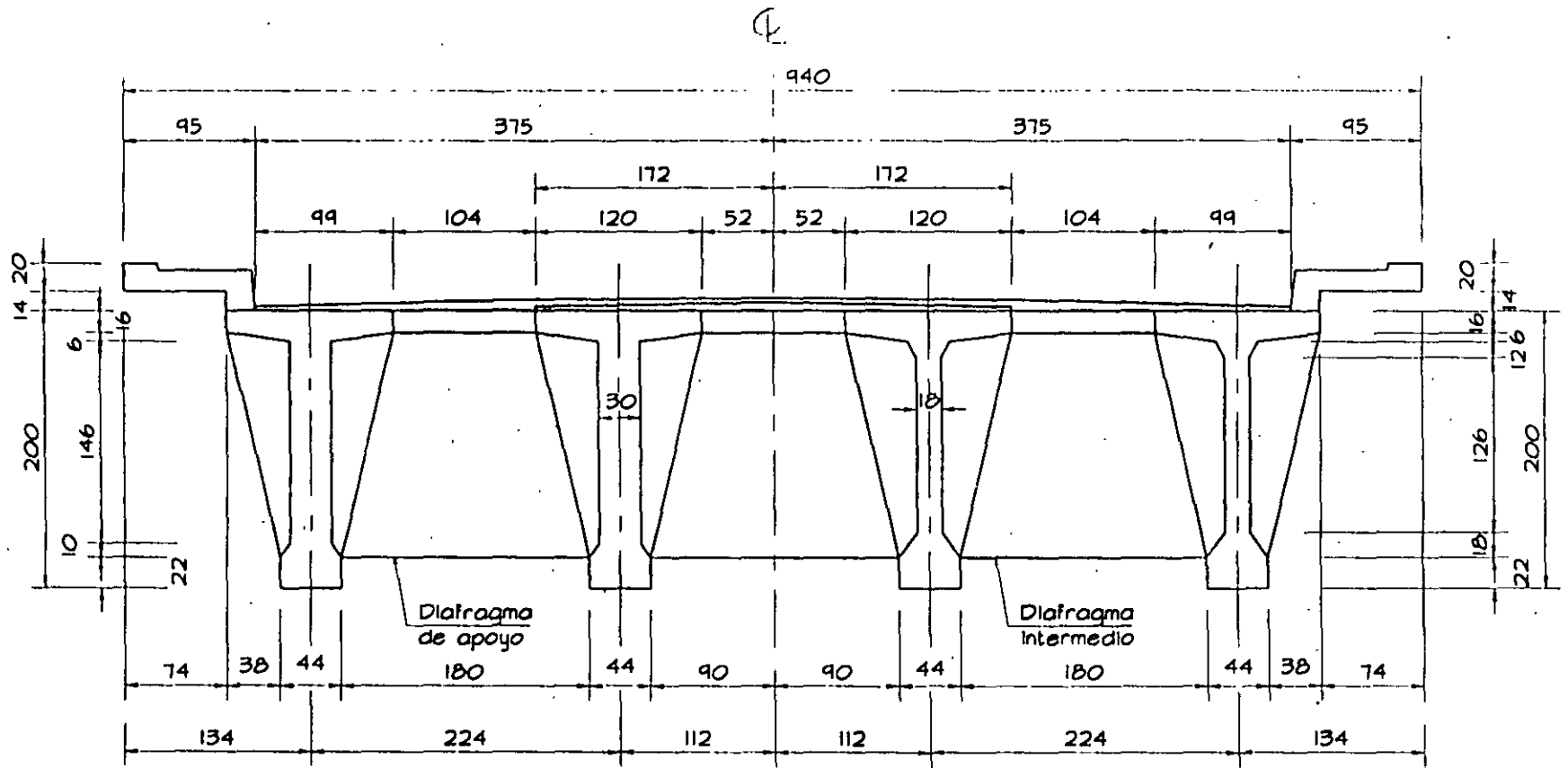
ELEVACION GENERAL POR EL EJE DEL PUENTE



CAMINOS Y PUENTES FEDERALES  
DE INGRESOS Y SERVICIOS CONEXOS

DIRECCION TECNICA


PUENTE  
"ALVARADO"



MEDIA SECCION  
POR EJE DE APOYO

MEDIA SECCION  
AL CENTRO DEL CLARO

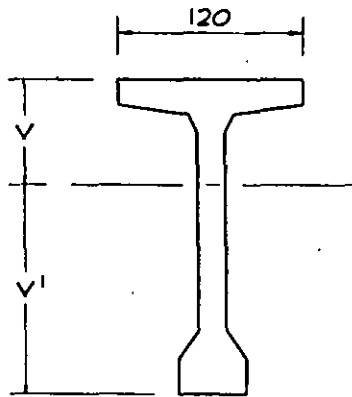
SECCION ORIGINAL


**CAMINOS Y PUENTES FEDERALES  
DE INGRESOS Y SERVICIOS CONEXOS**  
 DIRECCION TECNICA

**PUENTE "ALVARADO"**  
 TRAMO DE 45 mts. FIGURA No. 1

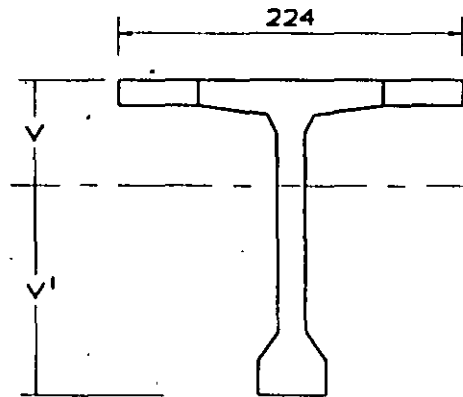
# PROPIEDADES GEOMETRICAS

## SECCION AL CENTRO DEL CLARO



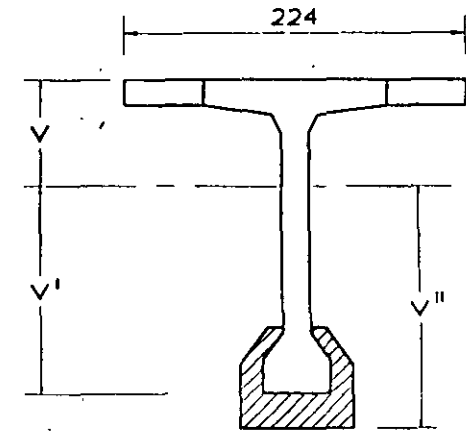
VIGA

$A = 0.645 \text{ m}^2$   
 $V = 0.8207 \text{ m}$   
 $V' = 1.1793 \text{ m}$   
 $I_{xx} = 0.3223 \text{ m}^4$   
 $I/V = 0.3927 \text{ m}^3$   
 $I/V' = 0.2733 \text{ m}^3$



VIGA LOSA

$A = 0.8116 \text{ m}^2$   
 $V = 0.669 \text{ m}$   
 $V' = 1.331 \text{ m}$   
 $I_{xx} = 0.395 \text{ m}^4$   
 $I/V = 0.5904 \text{ m}^3$   
 $I/V' = 0.2968 \text{ m}^3$



VIGA LOSA Y BULBO

$A = 1.055 \text{ m}^2$   
 $V = 0.9483 \text{ m}$   
 $V' = 1.0517 \text{ m}$   
 $V'' = 1.2017 \text{ m}$   
 $I_{xx} = 0.6787 \text{ m}^4$   
 $I/V = 0.7151 \text{ m}^3$   
 $I/V' = 0.6453 \text{ m}^3$   
 $I/V'' = 0.5648 \text{ m}^3$



CAMINOS Y PUENTES FEDERALES  
DE INGRESOS Y SERVICIOS CONEXOS

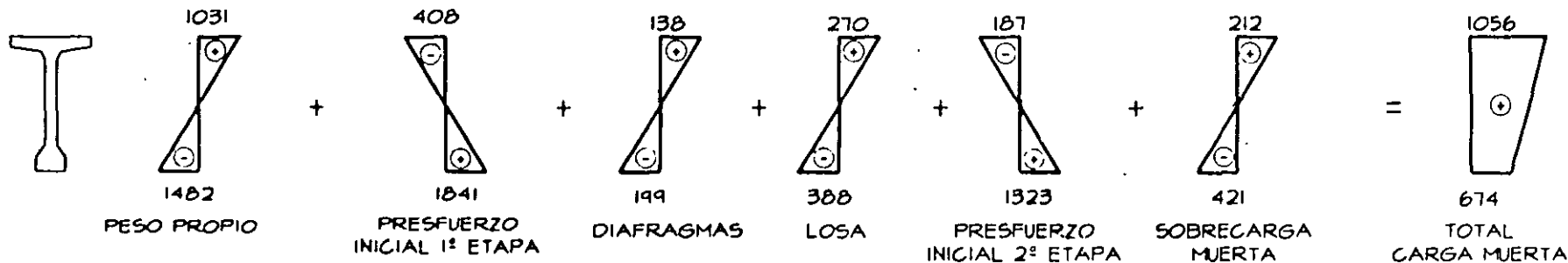
DIRECCION TECNICA

PUENTE "ALVARADO"  
TRAMO DE 45 mts.

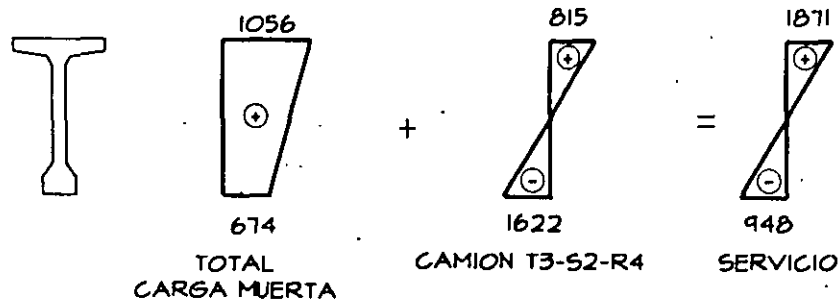
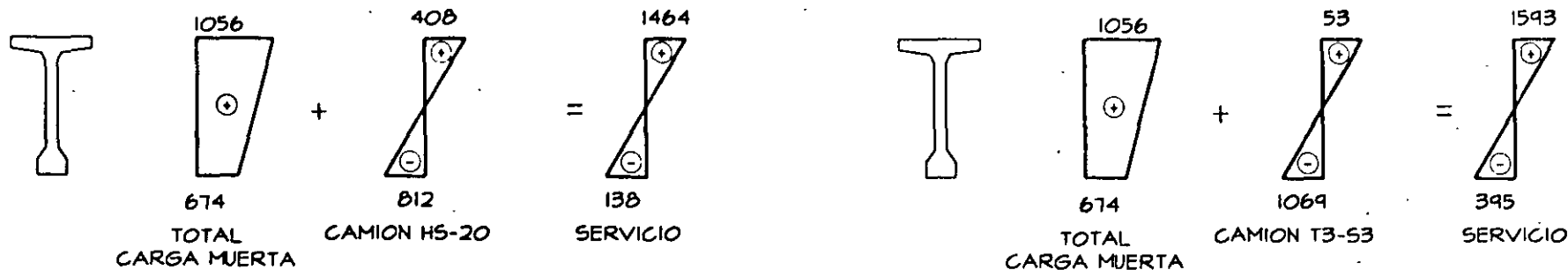
# ESFUERZOS ACTUANTES EN EL PUENTE ( T/m<sup>2</sup> )

## SECCION ORIGINAL

### a) CARGAS MUERTAS



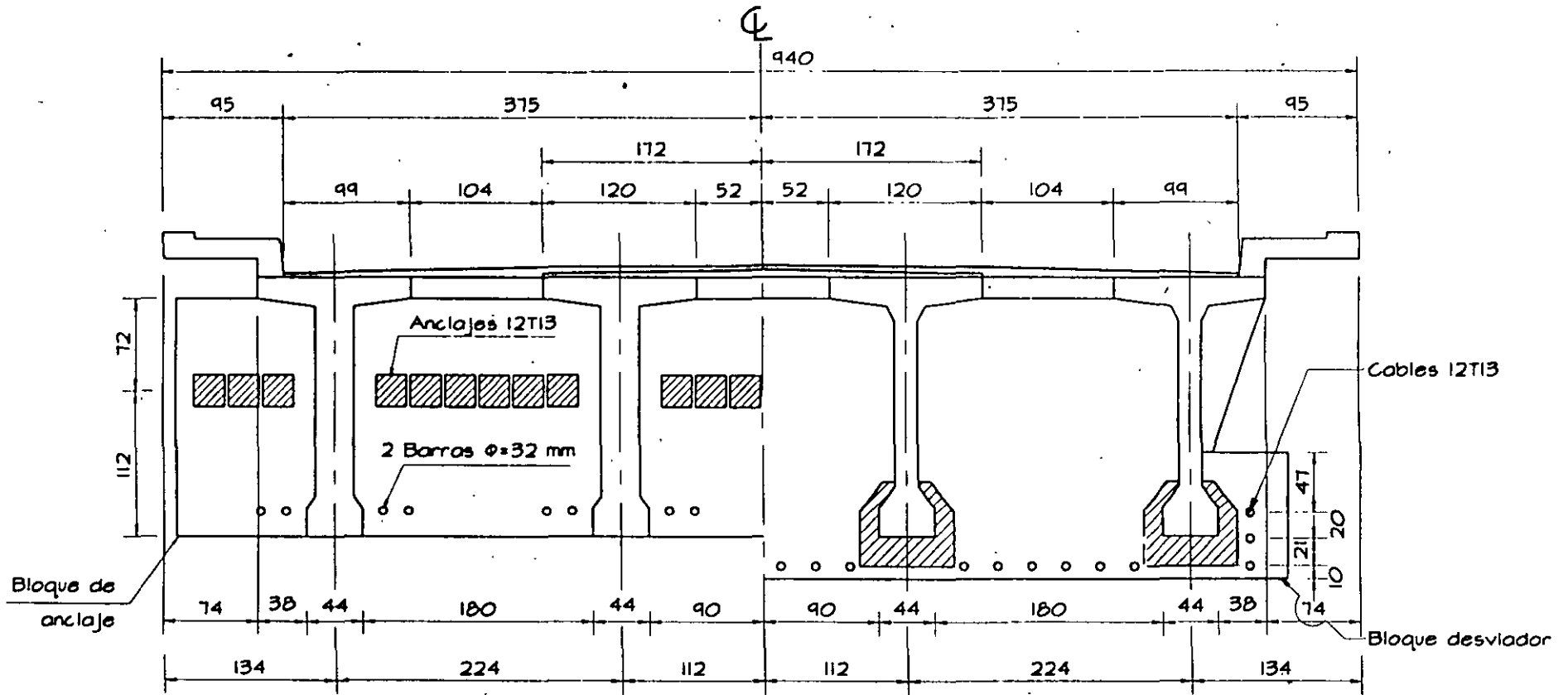
### b) CONDICIONES DE SERVICIO



CAMINOS Y PUENTES FEDERALES  
DE INGRESOS Y SERVICIOS CONEXOS

DIRECCION TECNICA

PUENTE "ALVARADO"



MEDIA SECCION  
POR EJE DE  
BLOQUE DE ANCLAJE

MEDIA SECCION  
AL CENTRO DEL CLARO

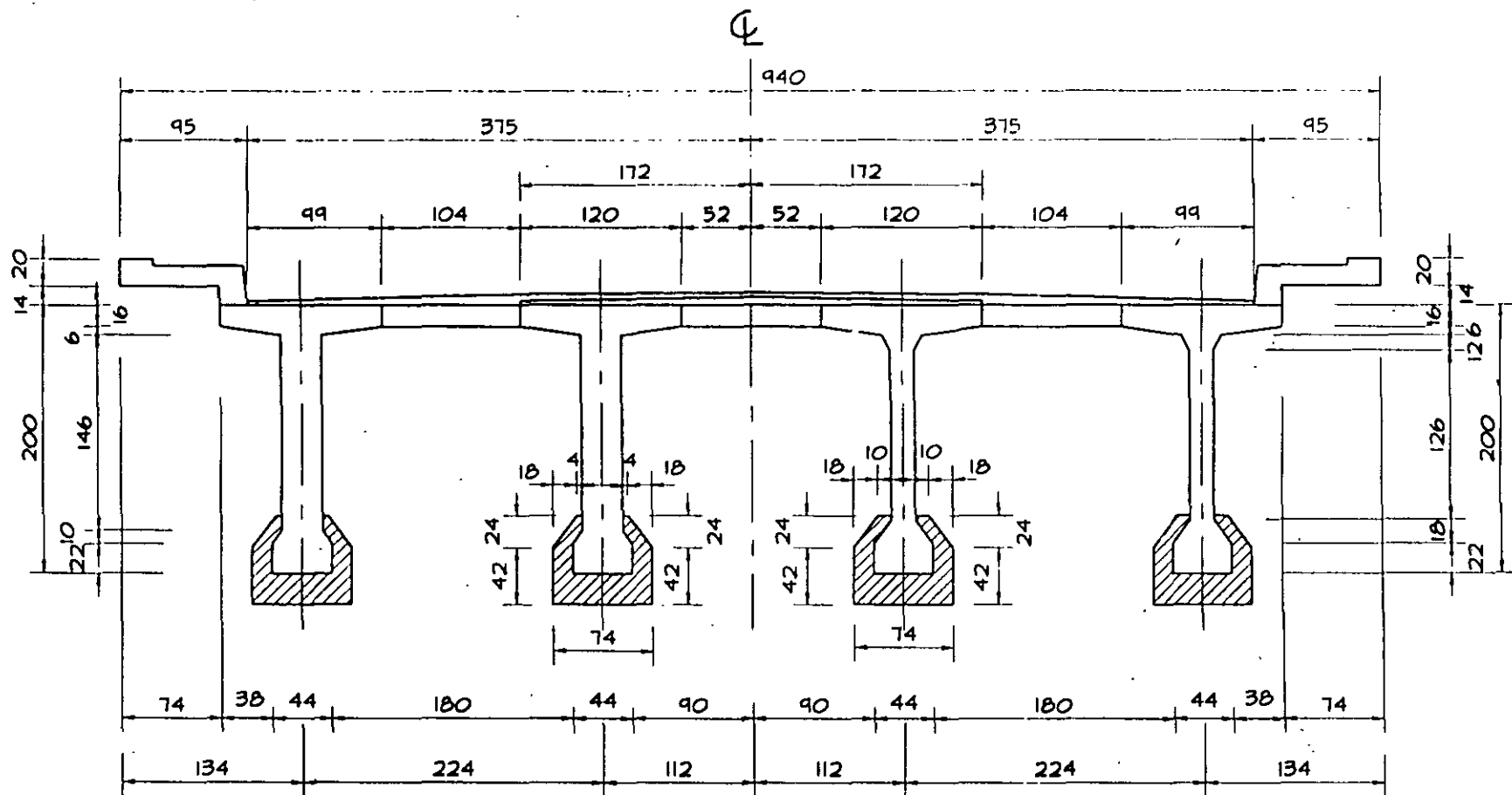
SECCION LOCALIZACION PRESFUERZO ADICIONAL

 CAMINOS Y PUENTES FEDERALES  
DE INGRESOS Y SERVICIOS CONEXOS

DIRECCION TECNICA

PUENTE "ALVARADO"  
TRAMO DE 45 metros

FIGURA 10.1



MEDIA SECCION  
POR EJE DE APOYO

MEDIA SECCION  
AL CENTRO DEL CLARO

SECCION AMPLIADA



CAMINOS Y PUENTES FEDERALES  
DE INGRESOS Y SERVICIOS CONEXOS

DIRECCION TECNICA

PUENTE "ALVARADO"  
TRAMO DE 45 mts.

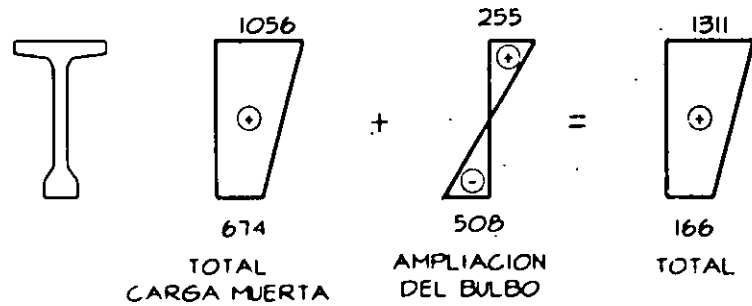
FIGURA No. 5



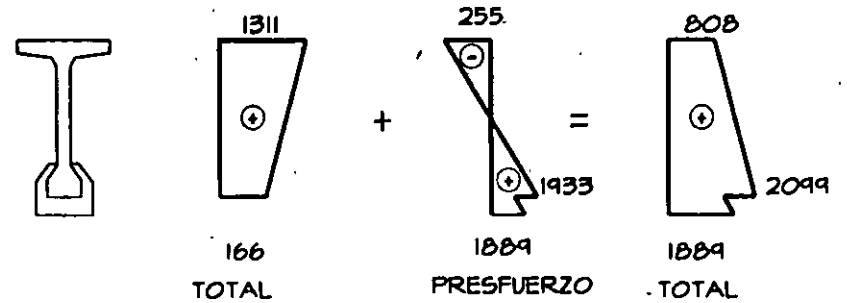
# ESFUERZOS ACTUANTES EN EL PUENTE ( T/m<sup>2</sup> )

## SECCION AMPLIADA Y 100% DEL PRESFUERZO ORIGINAL

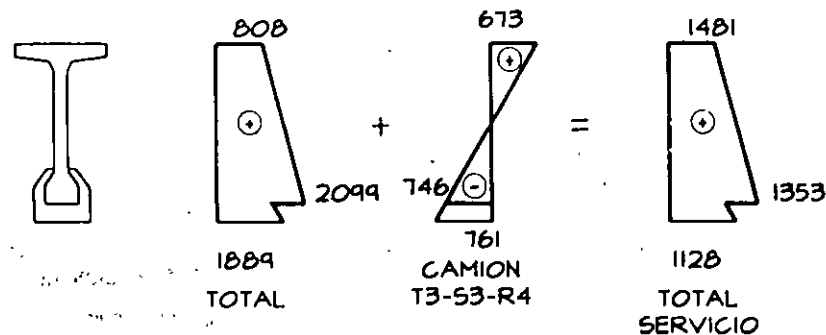
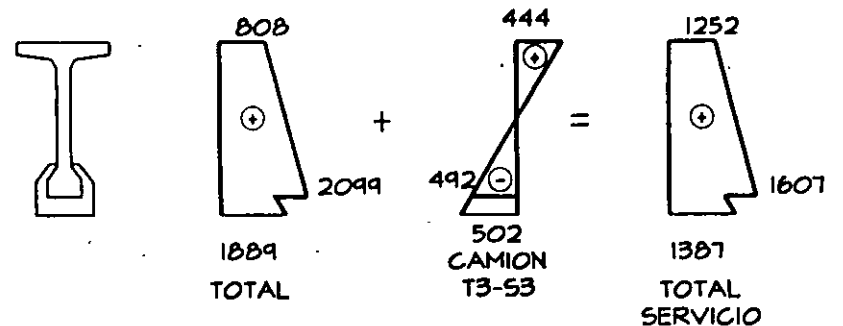
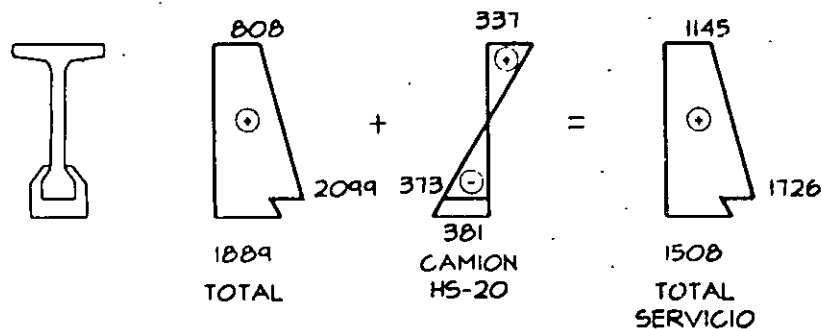
### a) CARGAS MUERTAS



### b) PRESFUERZO ADICIONAL (6 Cables 12T13 por Trabe)



### c) CONDICIONES DE SERVICIO



CAMINOS Y PUENTES FEDERALES  
DE INGRESOS Y SERVICIOS CONEXOS

DIRECCION TECNICA

PUENTE "ALVARADO"  
TRAMO DE 45 mts.

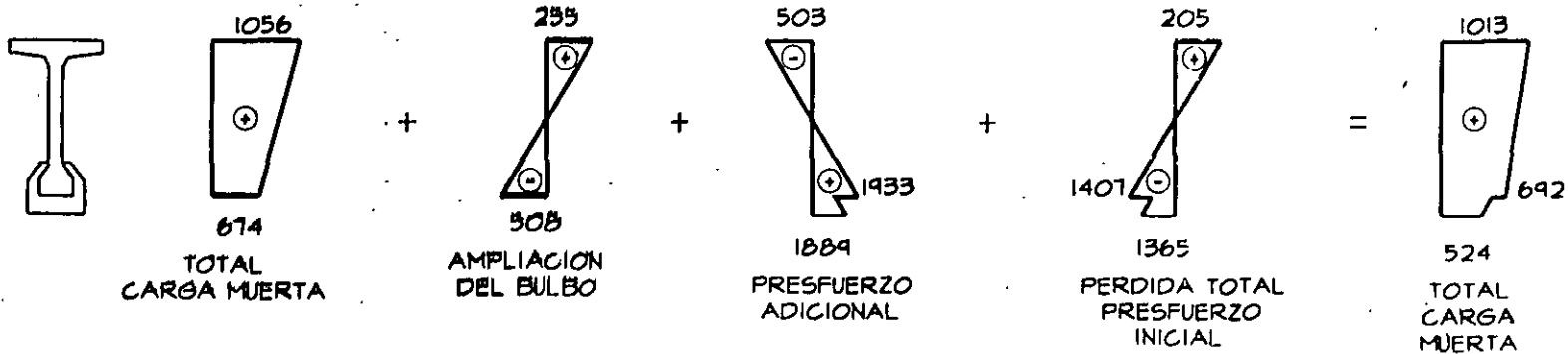
FIGURA No. 6

13

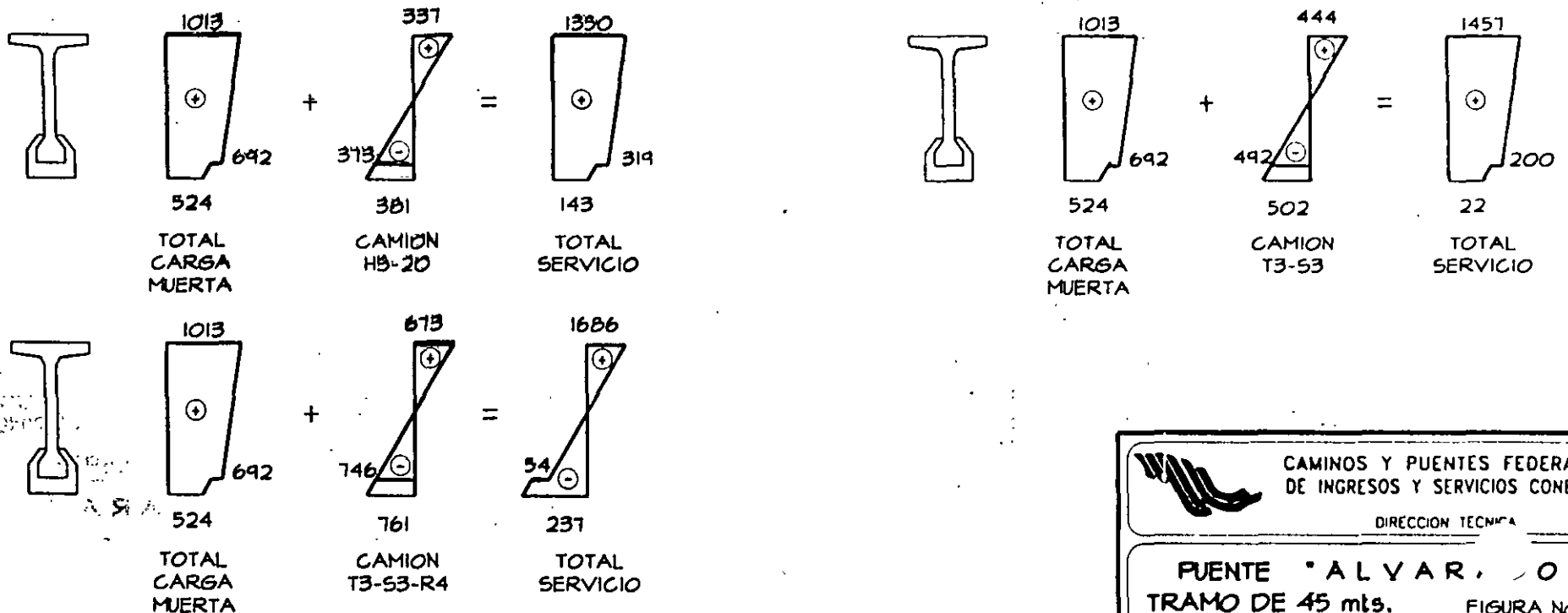
# ESFUERZOS ACTUANTES EN EL PUENTE ( T/m<sup>2</sup> )

## SECCION AMPLIADA Y PERDIDA TOTAL DEL PRESFUERZO INICIAL

### a ) CARGAS MUERTAS



### b ) CONDICIONES DE SERVICIO



CAMINOS Y PUENTES FEDERALES  
DE INGRESOS Y SERVICIOS CONEXOS

DIRECCION TECNICA

PUENTE "ALVARO"  
TRAMO DE 45 mts. FIGURA No. 7

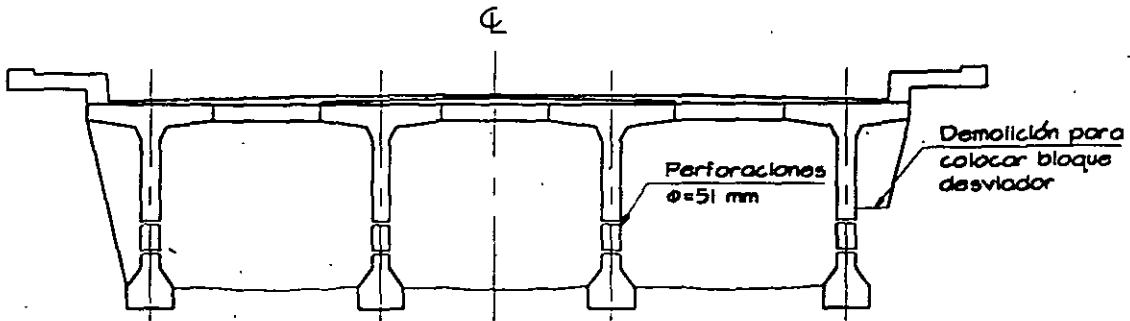
**E S F U E R Z O S P E R M I S I B L E S  
EN ELEMENTOS DE CONCRETO PRESFORZADO**

REGLAMENTO DEL AASHTO	REGLAMENTO DEL BPEL
<p><b>a) TEMPORALES</b></p> <p style="padding-left: 40px;"><b>COMPRESION</b></p> <p style="padding-left: 80px;">- PRETENSADOS            <math>0.60 f'_{ci}</math></p> <p style="padding-left: 80px;">- POSTENSADOS           <math>0.55 f'_{ci}</math></p> <p style="padding-left: 40px;"><b>TENSION</b></p> <p style="padding-left: 80px;">- Con acero de refuerzo    <math>0.8 \sqrt{f'_{ci}}</math></p> <p style="padding-left: 80px;">- Máximo esfuerzo        <math>2.00 \sqrt{f'_{ci}}</math></p> <p style="padding-left: 40px;"><b>b) EN SERVICIO</b></p> <p style="padding-left: 40px;"><b>COMPRESION</b>            <math>0.40 f'_{c}</math></p> <p style="padding-left: 40px;"><b>TENSION</b></p> <p style="padding-left: 80px;">- Con acero de refuerzo    <math>1.60 \sqrt{f'_{c}}</math></p> <p style="padding-left: 80px;">- Con acero de refuerzo pero expuesto a condiciones severas <math>0.80 \sqrt{f'_{c}}</math></p> <p style="padding-left: 80px;">- Sin acero de refuerzo     <math>0.00</math></p>	<p><b>a) TEMPORALES</b></p> <p style="padding-left: 40px;"><b>COMPRESION</b>            <math>0.60 f'_{ci}</math></p> <p style="padding-left: 40px;"><b>TENSION</b>                <math>0.70 (6+0.06 f'_{ci})</math></p> <p style="padding-left: 40px;"><b>b) EN SERVICIO</b></p> <p style="padding-left: 40px;"><b>COMPRESION</b></p> <p style="padding-left: 80px;">- Combinación casi-permanente    <math>0.50 f'_{c}</math></p> <p style="padding-left: 80px;">- Combinaciones raras y frecuentes    <math>0.60 f'_{c}</math></p> <p style="padding-left: 40px;"><b>TENSION</b></p> <p style="padding-left: 80px;">- En clase I                                <math>0.00</math></p> <p style="padding-left: 80px;">- En clase II</p> <p style="padding-left: 80px;">- Combinaciones raras</p> <p style="padding-left: 120px;">- A nivel del acero de presfuerzo    <math>6+0.06 f'_{c}</math></p> <p style="padding-left: 120px;">- En otras secciones                    <math>1.50 (6+0.06 f'_{c})</math></p> <p style="padding-left: 80px;">- Combinaciones frecuentes</p> <p style="padding-left: 120px;">- A nivel del acero de presfuerzo    <math>0.00</math></p> <p style="padding-left: 80px;">- En clase III</p> <p style="padding-left: 80px;">- La sobretensión en el acero de presfuerzo debe ser menor a    <math>0.10 f_{rg}</math></p>

15

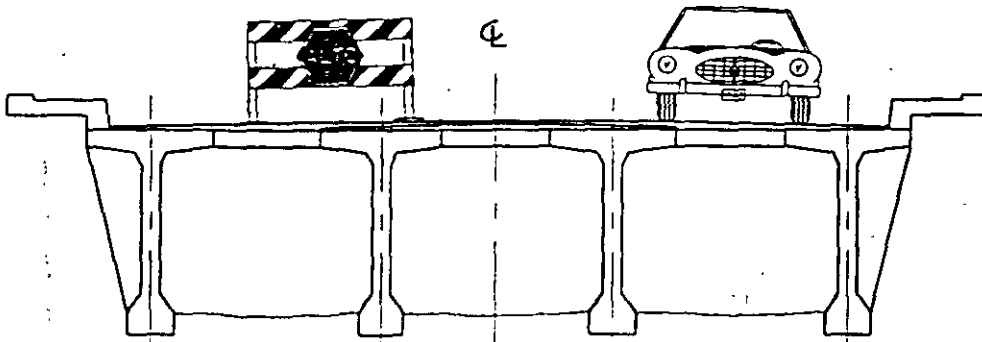
# FASE I

- a) Tomar niveles de la superestructura
- b) Realizar perforaciones en nervaduras y diafragmas para dar paso al presfuerzo longitudinal y transversal (ver figura 1)



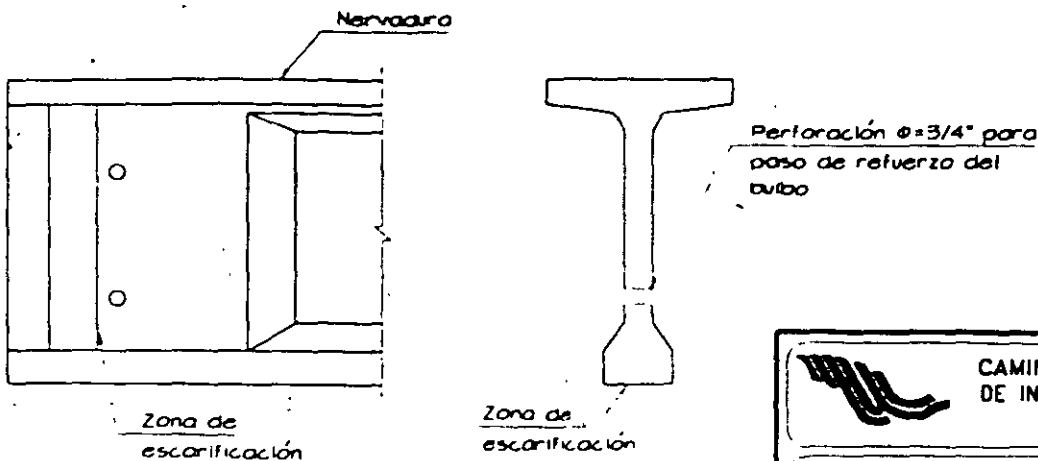
**FIGURA 1**

- c) Cerrar un carril a la circulación y proceder al retiro de la carpeta asfáltica (ver figura 2)



**FIGURA 2**

- d) Escarificar nervaduras y diafragmas en zonas donde se colarán bloques de anclaje, bloques desviadores y ampliación del bulbo (ver figura 3)



**FIGURA 3**

	<b>CAMINOS Y PUENTES FEDERALES DE INGRESOS Y SERVICIOS CONEXOS</b>
	DIRECCION TECNICA
<b>PUENTE "ALVARADO"</b>	
PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO	HOJA No. 1

## FASE II

a) Colocar y tensar los estribos presforzados (ver figura 4)

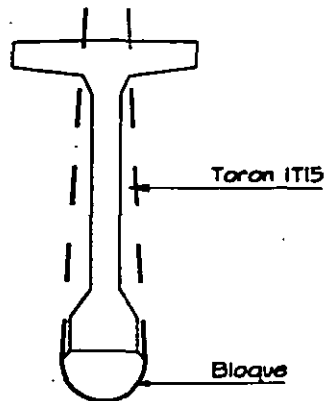


FIGURA 4

b) Retirar juntas de calzada y efectuar demoliciones en la losa para realizar colado de bloques

c) Armar la ampliación del patín inferior en el tramo de 45 mts.

( ver figura 5 )

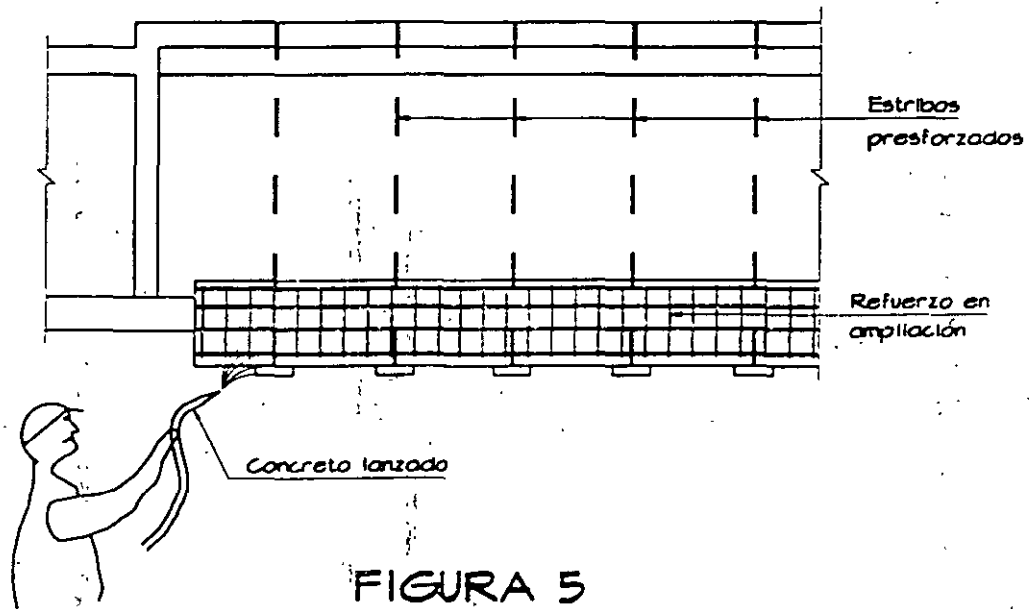


FIGURA 5

d) Colar la ampliación del patín inferior, mediante el método de concreto lanzado



CAMINOS Y PUENTES FEDERALES  
DE INGRESOS Y SERVICIOS CONEXOS

DIRECCION TECNICA

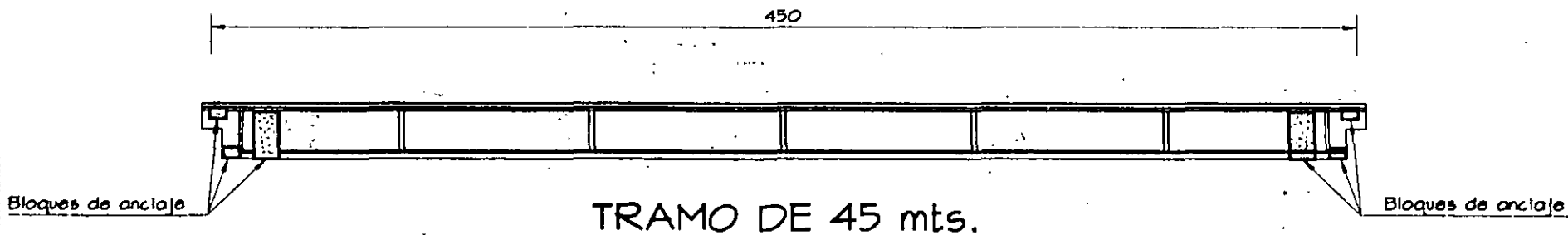
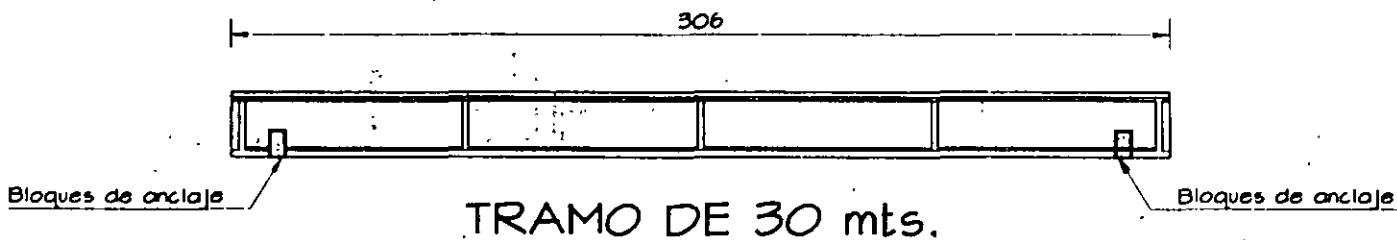
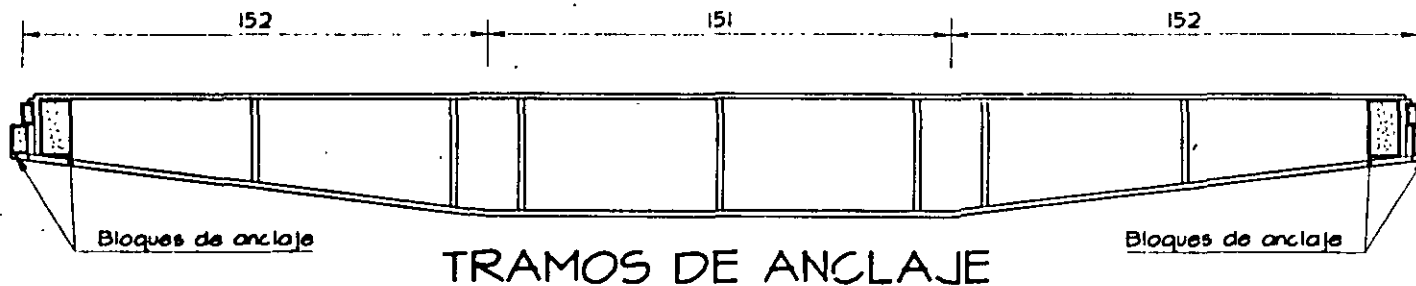
PUENTE "ALVARADO"

PROCEDIMIENTO  
CONSTRUCTIVO

HOJA No. 2

# FASE III

a) Armar y colar los bloques de anclaje en los tramos de 30 m., 45 m. y Tramos de anclaje



	CAMINOS Y PUENTES FEDERALES DE INGRESOS Y SERVICIOS CONEXOS
	DIRECCION TECNICA
PUENTE "ALVARADO"	
PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO	HOJA No. 3

## FASE IV

a) REPETIR LAS FASES DE I A III PARA EL OTRO CARRIL ( ver figura 6 )

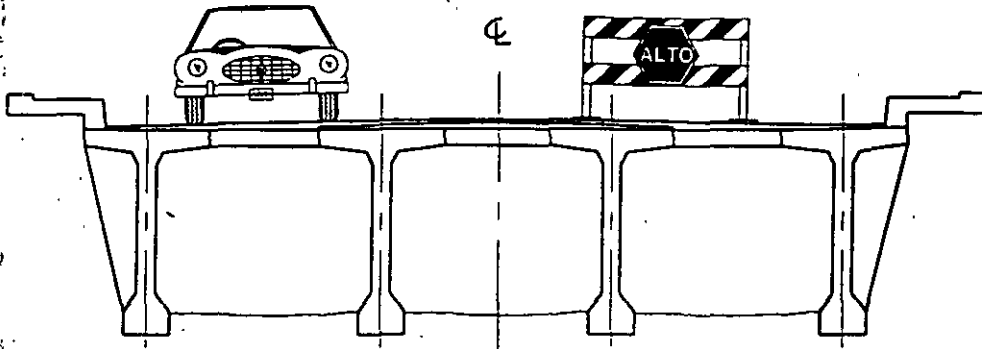


FIGURA 6

## FASE V

- a) Resonar huecos para el colado
- b) Restituir la carpeta asfáltica
- c) En los tramos de 45 mts. ampliar diafragmas centrales y armar el bloque desviador ( ver figura 7 )
- d) Colar bloque desviador

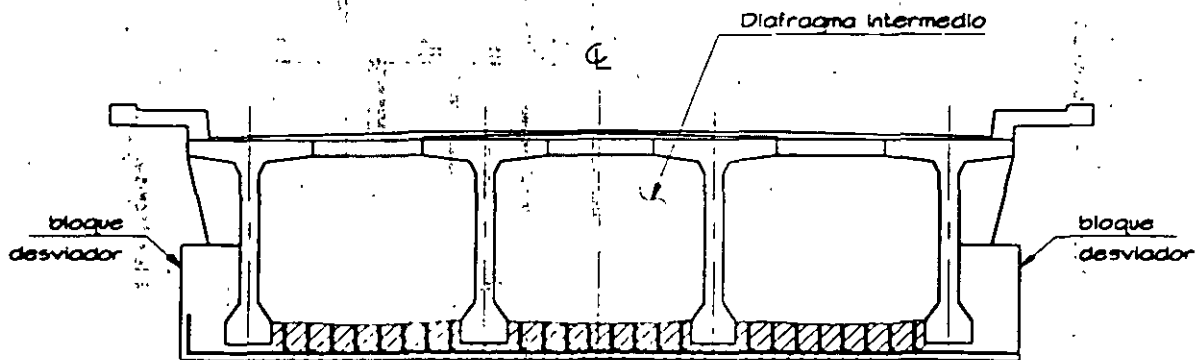


FIGURA 7



CAMINOS Y PUENTES FEDERALES  
DE INGRESOS Y SERVICIOS CONEXOS

DIRECCION TECNICA

PUENTE "ALVARADO"

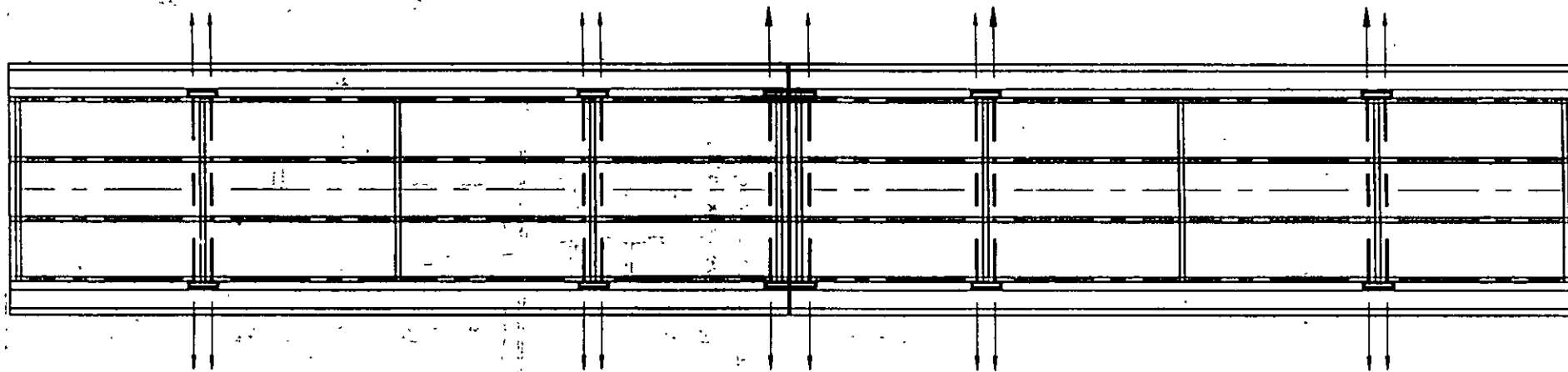
PROCEDIMIENTO  
CONSTRUCTIVO

HOJA No. 4

02  
1-2

# FASE VI

a) Insertar y tensar los cables de presfuerza transversal.



Tensado de cables transversales

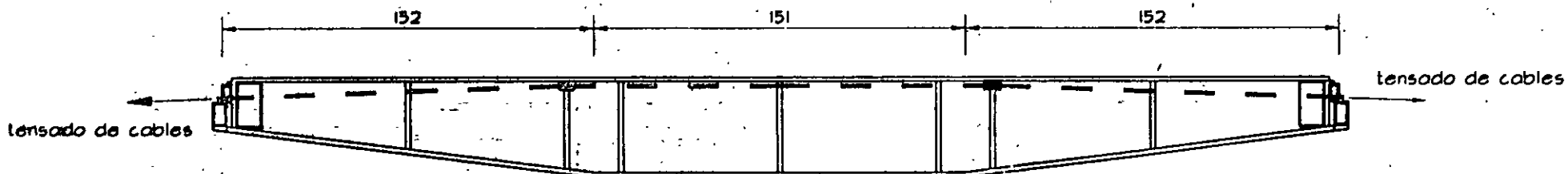
20

	<b>CAMINOS Y PUENTES FEDERALES DE INGRESOS Y SERVICIOS CONEXOS</b>
	DIRECCION TECNICA
<b>PUENTE "ALVARADO"</b>	
PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO	HOJA No. 5

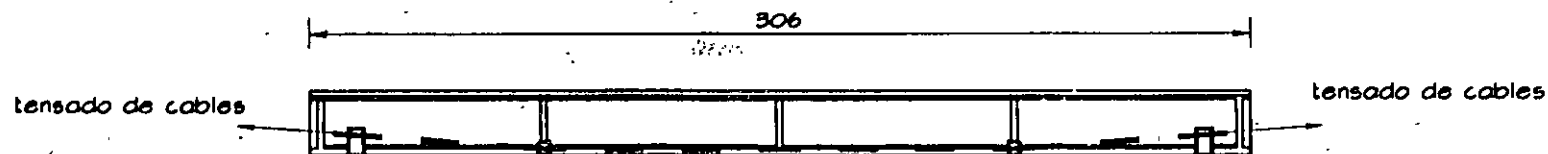


# FASE VII

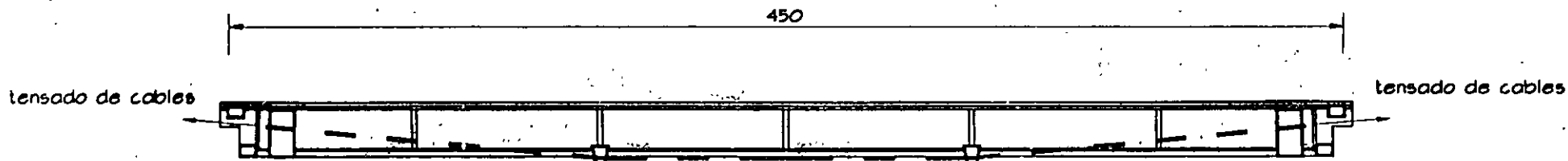
- a) Insertar y tensar los cables de prestuerzo longitudinal
- b) Colocar juntas de calzada
- c) Abrir el puente a la circulación normal



TRAMOS DE ANCLAJE



TRAMO DE 30 mts.



TRAMO DE 45 mts.



CAMINOS Y PUENTES FEDERALES  
DE INGRESOS Y SERVICIOS CONEXOS

DIRECCION TECNICA

PUENTE "ALVARA"

PROCEDIMIENTO  
CONSTRUCTIVO

HOJA No. 6

**DIRECCION GENERAL DE SERVICIOS TECNICOS**  
**DIRECCION DE APOYO TECNICO**  
**SUBDIRECCION DE ANALISIS ESTRUCTURAL**

INFORME DE INSPECCION TECNICA REALIZADA LOS DIAS 23, 24 Y 25 DE JULIO DE 1997 A LAS SIGUIENTES ESTRUCTURAS:

PUENTES: "NEXPA" Y "JALAPA"  
KMS.: 85+300 Y 102+900 RESPECTIVAMENTE.  
CARRETERA: ACAPULCO-PINOTEPA NACIONAL  
TRAMO: LAS CRUCES-LIM EDOS. GRO/OAX.  
ORIGEN: LAS CRUCES GRO.

**ANTECEDENTES:**

El C. Ing. Agustín Salazar Trujillo, Director General del Centro S.C.T. Guerrero, informó a esta Dirección General, mediante oficio SCT.712.05.-173/97, de fecha 12 de junio de 1997, la terminación de los trabajos de protección de pilotes al puente "Nexpa" y de encauzamiento de la corriente y nivelación de la corona de la pila No. 2 al puente "Jalapa", realizados por la empresa Freyssinet de México, S.A. de C.V.

Este comunicado se debe a que esta Dirección General intervino en la definición de los proyectos ejecutivos de los trabajos descritos. Por lo anterior se consideró conveniente que el personal que elaboró los proyectos mencionados por parte de esta Dirección General, realizara una inspección técnica para constatar que los trabajos se hubieran hecho conforme al proyecto.

**DESCRIPCION:**

**PUENTE NEXPA:**

Está formado por 15 tramos de superestructura de 32.00 m. de claro cada uno, a base de losa con 2 nervaduras, de concreto reforzado. La subestructura es a base de estribos extremos y pilas centrales de cuerpo uniforme con zapatas, a las cuales se ligan 8 pilotes de cimentación de sección cuadrada de 40 cm. de lado.

Los apoyos Nos. 6, 7, 8, 9, y 10, antes de los trabajos ejecutados, se encontraban socavados por la corriente, dejando los pilotes al descubierto en una longitud promedio de 3.50 m. Esto había ocasionado que algunos pilotes se erosionaran, dejando al descubierto el acero de refuerzo en algunas zonas.

Para solucionar este problema, en esta Dirección General se propuso un proyecto de reparación y protección de subestructura el cual está registrado con el No. 150.

## PUENTE "JALAPA":

Se trata de un puente con 3 tramos de superestructura de 15.00 m. de claro c/u, formada por una losa con 2 nervaduras de concreto reforzado.

La subestructura consta de 2 estribos extremos con aleros y 2 pilas centrales de cuerpo uniforme con tajamares; todo de mampostería.

El daño que presentaba el puente se refería al asentamiento de la pila No. 2, provocando un desnivel en la corona y en la zona de rodamiento del puente.

Se mencionó como posible causa del asentamiento, la socavación causada por el encauzamiento que obliga al río a pasar bajo el puente, ya que la tendencia de éste es la de desviar su cauce hacia la margen derecha. La corriente forzada golpea la subestructura, y en especial a la pila No. 2.

Para solucionar el problema, esta Dirección General propuso 2 alternativas:

- Anteproyecto No. 1.- Encauzar el río y alargar el puente, agregando 2 tramos de 25.00 m. hacia la margen derecha, además de recimentar los apoyos existentes con pilotes colados en lugar de 1.20 m. de diámetro y nivelar la corona de la pila No. 2.
- Anteproyecto No. 2.- Construir un puente nuevo con 3 claros de 30.00 m. de claro, formado por superestructura de trabes sección cajón de concreto presforzado, dos estribos extremos y 2 pilas centrales todo de concreto reforzado; cimentación a base de pilotes colados en el lugar de 1.20 m. de diámetro.

## OBSERVACIONES:

### PUENTE "NEXPA":

Los trabajos se realizaron conforme al proyecto elaborado en esta Dirección General.

Los trabajos relativos a este proyecto estaban terminados al 100% y mostraban buñíos acabados en general y solo se complementarían de mantenimiento general, como cambio de apoyos y colocación de juntas de calzada, trabajos que estaban también prácticamente terminados.

### PUENTE "JALAPA":

Se recimentó la pila No. 2 empleando micropilotes, y se niveló la superestructura sobre esa pila, mediante un banco de nivelación colocado bajo la nervadura izquierda y sobre la corona. Además, se colocó un enrocamiento de encauzamiento de la corriente en la margen derecha, partiendo del alero del estribo No. 1 y con una longitud aproximada de 150.0m. del lado de aguas arriba del puente.

Se hace notar que los diafragmas intermedios de la losa en los tramos 1 y 2 se encontraban desprendidos en la unión con la cara lateral interna de la nervadura derecha situada en el lado contrario del asentamiento de la pila. El personal de la empresa "Freyssinet, S.A. de C.V.", que estuvo presente durante esta inspección, externó que este defecto ya estaba presente antes de que se realizara el gáleo de la superestructura para su nivelación y que su reparación no estaba incluida en sus alcances de trabajos contratados.

**CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES:**

En relación al puente "Nexpa", se concluye que los trabajos relativos al proyecto presentado por esta Dirección General se realizaron al 100%, basados en esta inspección visual y en los comentarios del personal de la Empresa Constructora "Freyssinet, S.A. de C.V.", que estuvo presente durante esta inspección del puente. Es necesario enfatizar que el Centro SCT Guerrero debe solicitar a la Comisión Nacional del Agua, la ejecución de un proyecto que detenga el proceso de degradación del cauce que se originó por la construcción de una presa aguas arriba del cruce.

Por lo que se refiere al puente "Jalapa", las obras realizadas deben estimarse de carácter provisional y el Centro SCT Guerrero debe gestionar recursos para que en 1998 pueda realizarse la prolongación del puente, construyendo 2 tramos adicionales de 25.00 m. de claro cada uno del lado de la margen derecha.

\_\_\_\_\_  
ING. LUIS C. CAMPOS DE LA FUENTE

\_\_\_\_\_  
ING. GERARDO MEJIA MELENDEZ

Revisó  
El Director de Apoyo Técnico

\_\_\_\_\_  
ING. AMILCAR GALINDO SOLORZANO

AWR/AGM/ig

# PUENTE RIO "NEXPA" METOASA.

## 1.- GENERALIDADES

El río "Nexpa" nace a 40 km aguas arriba del sitio de cruce, a una elevación de 800 m.s.n.m., esta corriente se forma con los ríos "Tlaquiltenango", "Ayutla", "El Zapote" y "Los Sauces"; que definen una cuenca de aportación hasta el cruce de 1113 km<sup>2</sup> y pertenece a la región hidrológica N°. 20 (Costa Chica - Río Verde), de acuerdo a la clasificación de la extinta S.A.R.H. El río tiene una longitud de 60 km y desemboca en la Laguna de "Chautengo", a 20 km aguas abajo del sitio de cruce sin que la descarga provoque influencia hidráulica en el cruce.

El cauce del río en la zona de cruce es sensiblemente recto, con escurrimientos de carácter perenne; los cuerpos flotantes que arrastra son escasos y están constituidos principalmente por troncos de palmeras de hasta 15 m de longitud y ramazón.

El período de lluvias en la región comprende los meses de junio a septiembre y la precipitación media anual es de 1700 mm.

La geología superficial en el fondo está constituida principalmente por arena fina y grava en poca proporción, en las márgenes se aprecia arena y limo.

Aguas arriba del sitio de cruce se construyeron a 7 y 3 km la presa "Revolución Mexicana" y una derivadora; la primera entró en operación en 1985 y la segunda data de la misma época, aunque se desconoce la fecha de su construcción.

## **2.- CARACTERISTICAS DEL PUENTE EXISTENTE**

En el cruce existe un puente con una longitud total de 424.48 m, formado por 13 tramos libres de 31.25 m en promedio cada uno y 7.5 m de altura media hasta la parte inferior de la superestructura, el cual nunca ha funcionado a su máxima capacidad, el área hidráulica hasta el N.A.M.E. de diseño es de 1492 m<sup>2</sup> y la total de 3065 m<sup>2</sup>. Su antigüedad es del orden de 28 años.

Los apoyos intermedios están constituidos por pilas rectangulares con aristas redondeadas, apoyados sobre pilotes de sección cuadrada de 0.40 m por lado; los extremos, por un estribo y un caballete.

## **3.- PROBLEMATICA DE LA ZONA DE CRUCE**

Con la construcción de las presas ya mencionadas provocó la consecuente disminución del aporte de sólidos hacia el cauce, por lo que la estabilidad de la corriente se vio interrumpida al no recuperarse la socavación natural en el tramo del río localizado aguas abajo de dichas presas; esta situación se agravó con la extracción excesiva del material en las inmediaciones del puente por parte de particulares con fines comerciales. Este proceso de degradación del fondo del cauce afectó la cimentación del puente principalmente en los apoyos 6,7,8,9 y 10, lo cual puso en peligro su estabilidad.

## **4.- CALCULO DE LA SOCAVACION**

No se aplicó ningún criterio para definir la profundidad de socavación natural de la corriente, ya que los resultados que se obtendrían no serían confiables, debido a que el cauce presenta una degradación natural, que no se recupera provocada por la presa como ya se indicó. Se calculó en forma aproximada la magnitud del descenso del fondo del cauce variando la pendiente de tal manera que produzca velocidades que no arrastren el material del cauce, con lo que se obtuvo que el fondo tendrá un descenso de 1.5 m a partir del nivel actual.

## **5.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

Se puede concluir que el puente actual no presentará problemas por insuficiencia hidráulica y es necesario detener el proceso erosivo de la corriente que actualmente no se recupera y que ocurre a lo largo del cauce en la zona de cruce.

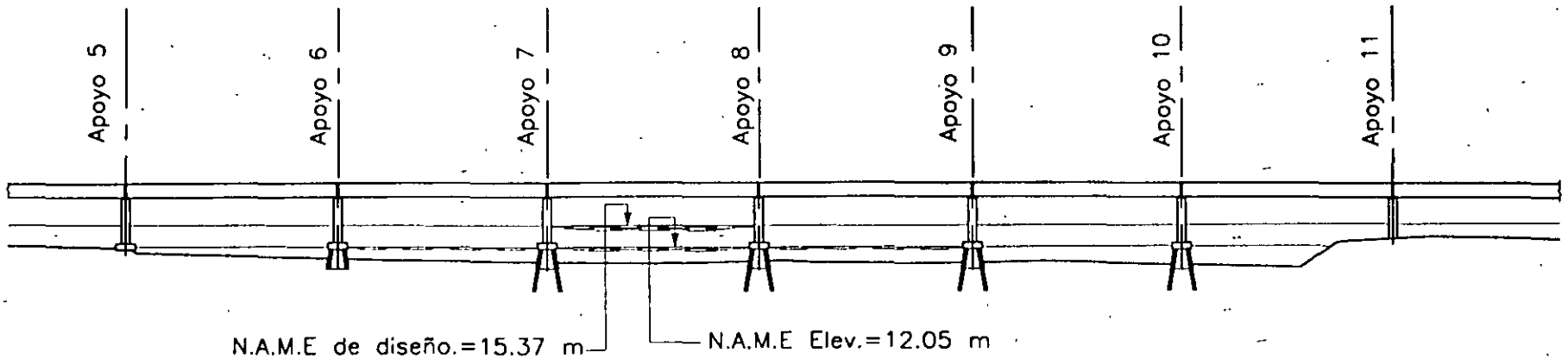
El problema de degradación del cauce podría resolverse con la construcción de una represa ubicada perpendicular a los escurrimientos a 50 m aguas abajo, sin embargo el estudio, proyecto y construcción deberá estar a cargo de la Comisión Nacional del Agua, por ser ésta la Dependencia responsable de la estabilidad de la corriente.

Para solucionar el problema estructural, la Dirección de Apoyo Técnico propuso un proyecto de reparación que consistió en reparar las conexiones de los pilotes dañados y proteger estos con faldones de concreto reforzado.

# PUENTE "NEXPA"

◀ MARGEN DERECHA  
A ACAPULCO, GRO.

MARGEN IZQUIERDA  
▶ A PINOTEPA NACIONAL, OAX.



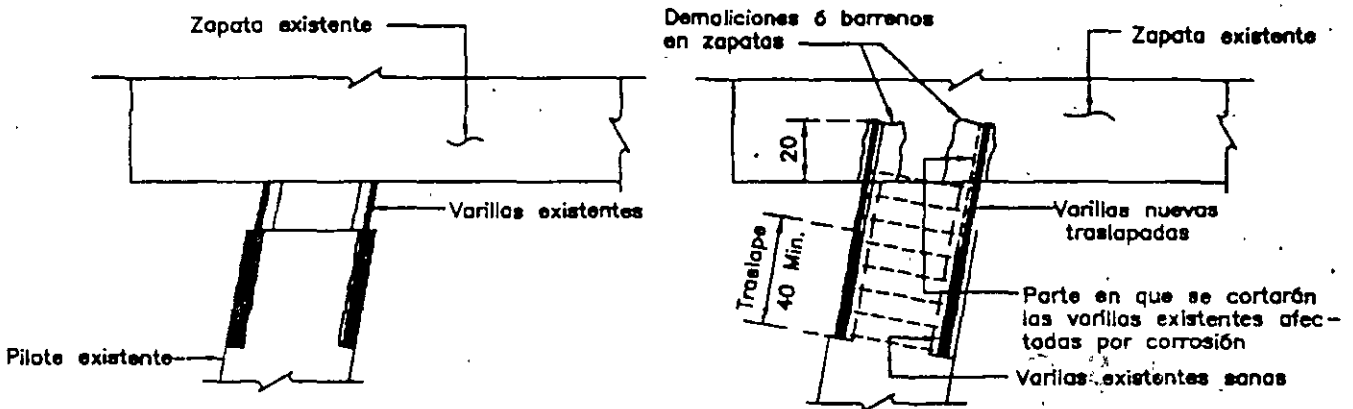
E L E V A C I O N



### (CASO "B")

Cuando la corrosión en las varillas sea avanzada y exista núcleo de concreto, se ejecutarán los siguientes trabajos:

- 1.-Se retirará el recubrimiento para exponer el acero de refuerzo longitudinal, en una longitud tal que queden descubiertos 40 cm. de acero sano.
- 2.-Se cortarán las varillas afectadas por la corrosión, y se sustituirán por otras de igual diámetro con acero nuevo; Todos los estribos existentes en la zona descubierta se retirarán para sustituirlos por estribos de iguales características de acero nuevo.
- 3.-Realizado el paso 2, se restituirá el concreto afectado con concreto de  $f'c=250 \text{ Kg/cm}^2$  provisto de un aditivo adherente de concreto nuevo con concreto viejo.

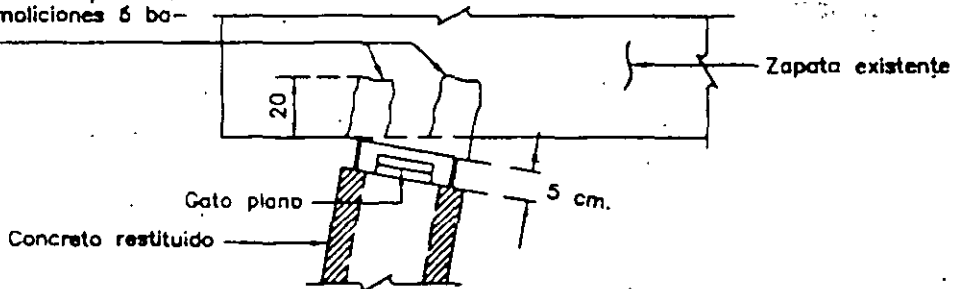


### (CASO "C")

Cuando la corrosión en las varillas sea muy severa y no exista núcleo de concreto, se ejecutarán los siguientes trabajos:

- 1.-Se llevarán a cabo los pasos 1 y 2 descritos en el caso "B" y se procederá a efectuar un relleno de concreto en la zona del núcleo faltante dejando un espacio libre de 5 cm. con superficies paralelas, con el objeto de introducir un gato plano.
- 2.-Una vez introducido el gato, se le aplicará una carga del orden de 50 ton. y se procederá a completar el relleno de concreto con un aditivo expansor y a restituir el recubrimiento del acero.

Concreto restituido después de realizar las demoliciones ó barrenos.



### NOTAS GENERALES:

Dimensiones.- En centímetros, excepto las indicadas en otra unidad.

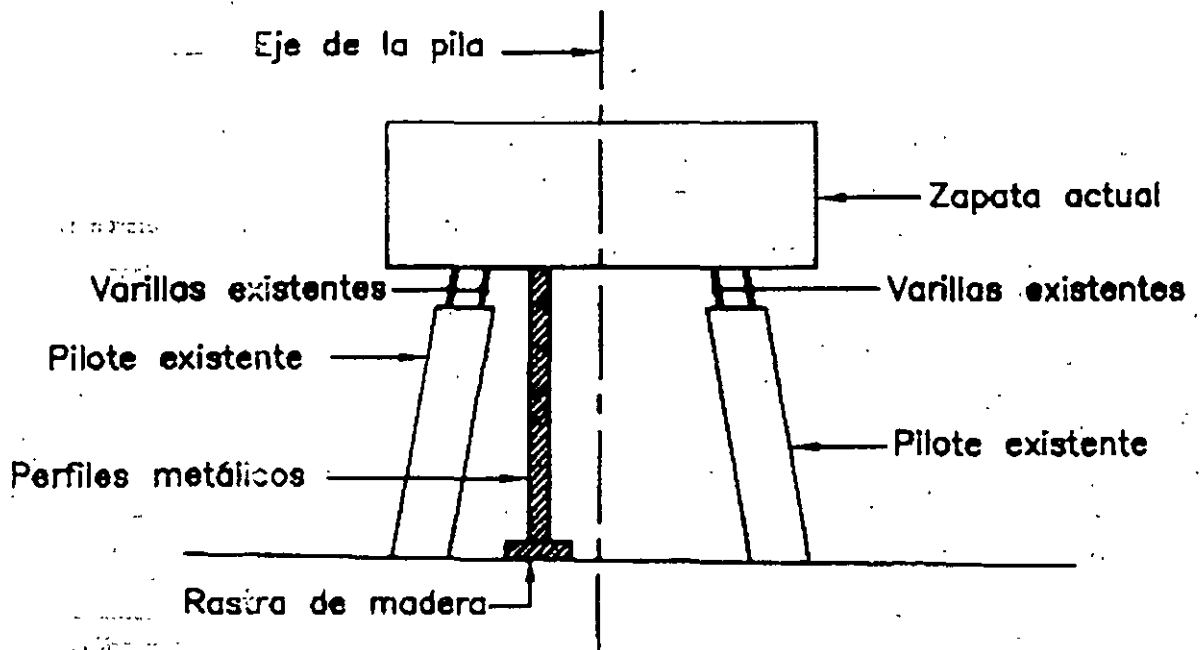
Elevaciones.- En metros

Especificaciones.- La última edición de las Normas de Construcción de la S.C.T

Materiales.- Deberán ser aprobados por la Residencia General de la S.C.T.

Recomendaciones.- La protección hidráulica del cruce contra la degradación será definida por la Comisión Nacional del Agua.

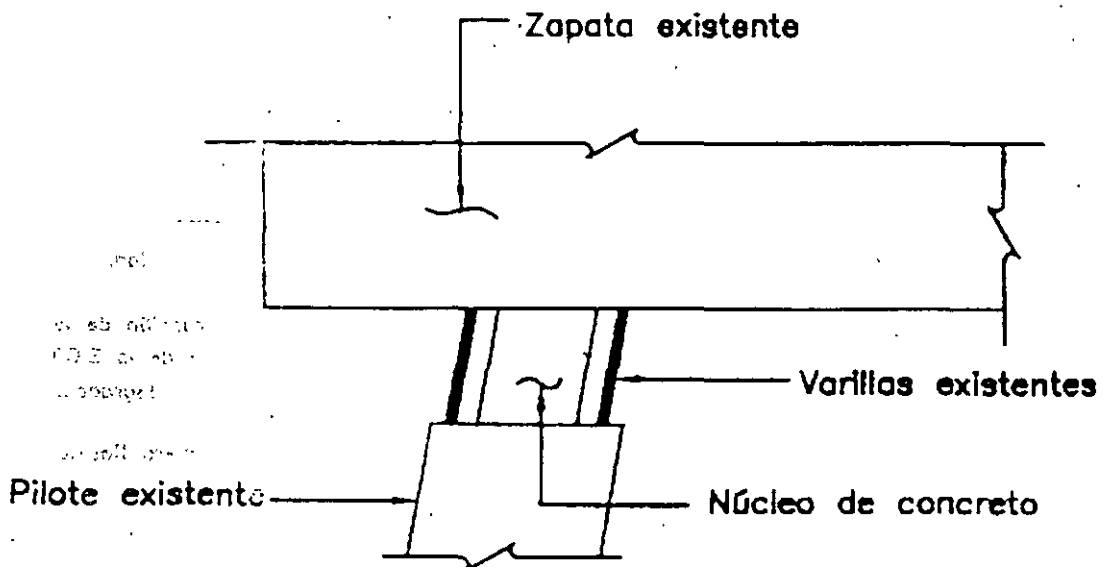
Los ajustes necesarios de obra serán propuestos por el Ingeniero Residente.

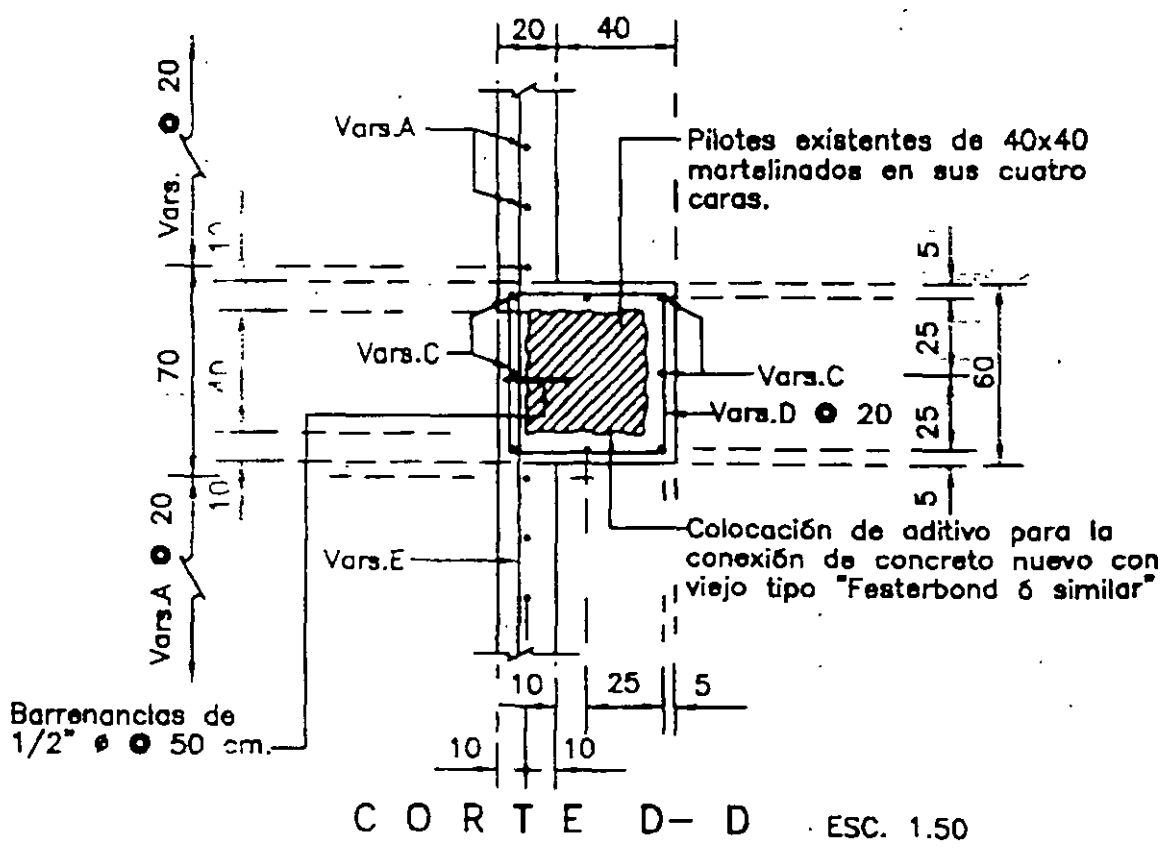
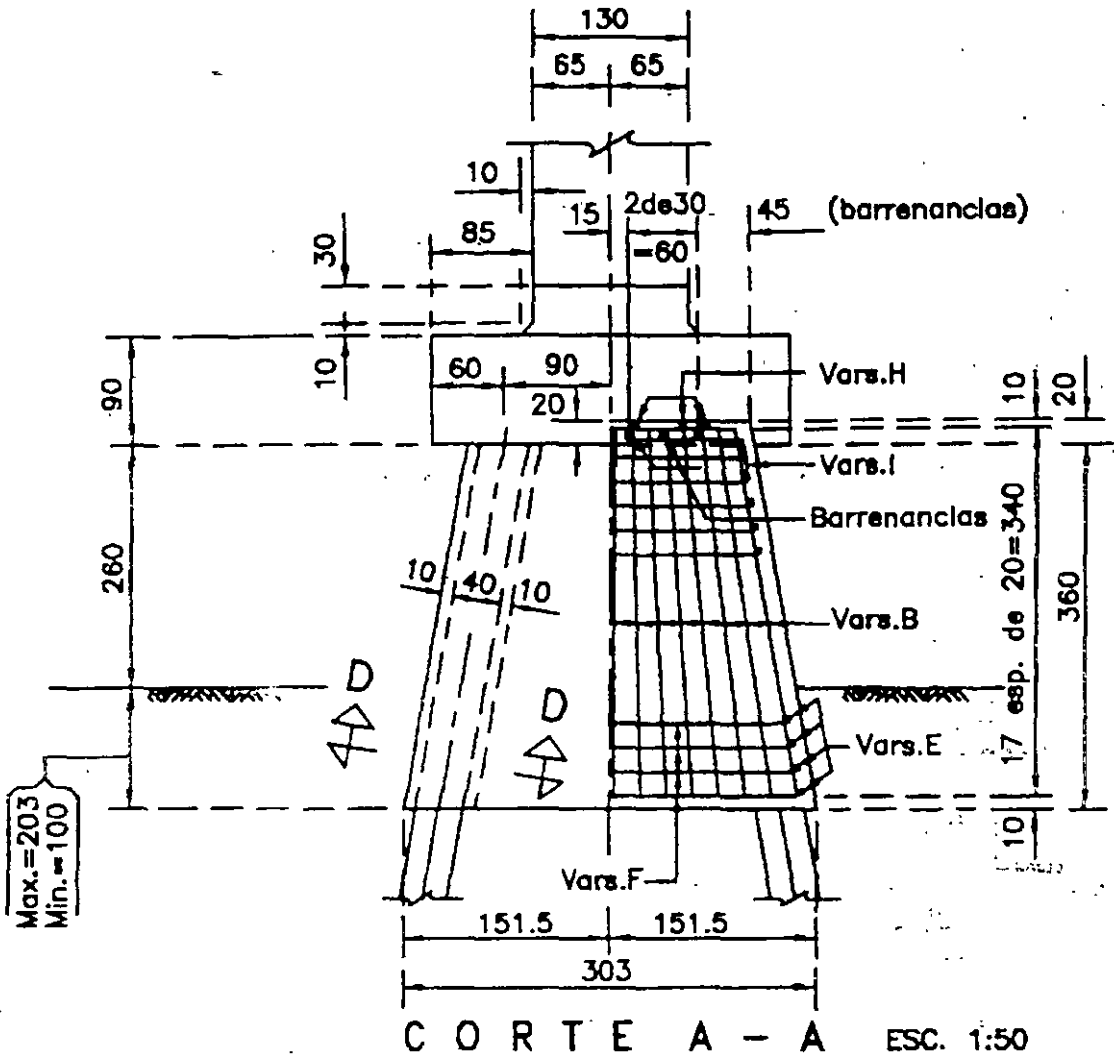


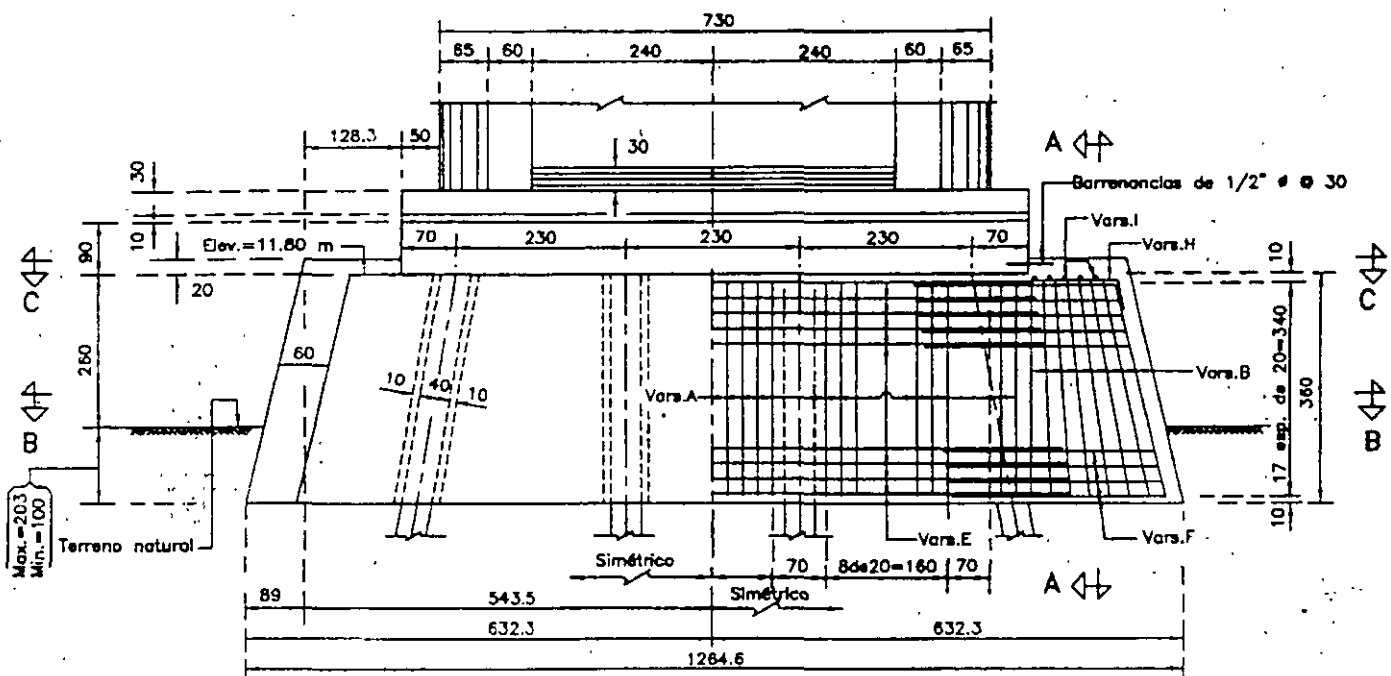
### (C A S O " A ")

Quando la corrosión en las varillas sea superficial y exista núcleo de concreto, se realizarán los siguientes trabajos:

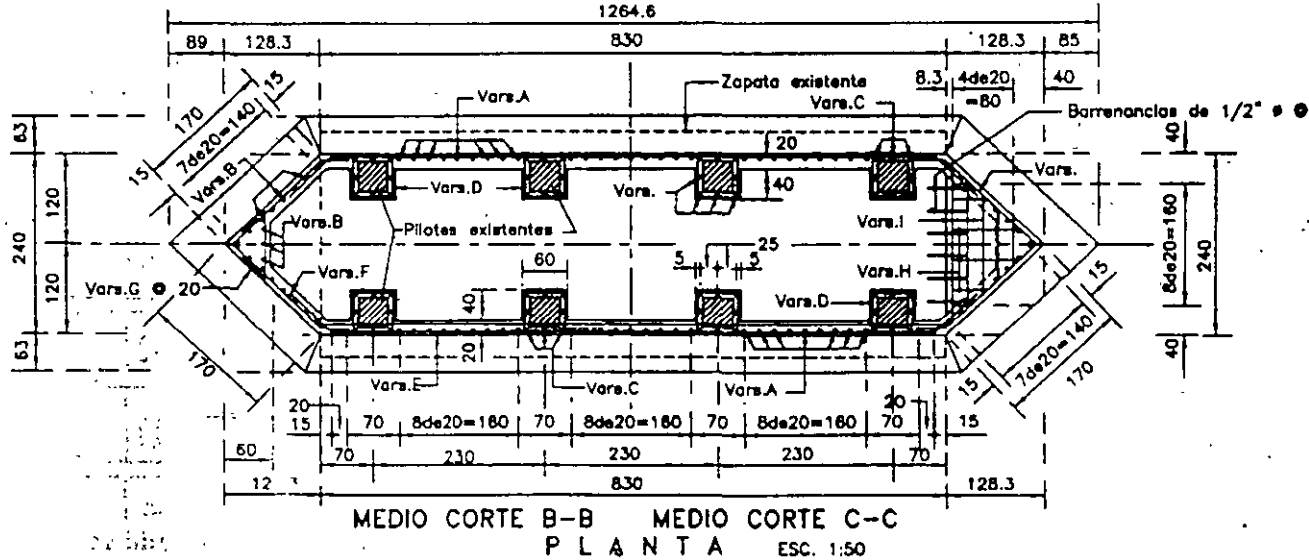
- 1.-Se cepillará el acero para retirar el óxido, ó se hará la limpieza con chorro de arena
- 2.-Se realizará un colado de sello para restaurar el recubrimiento del acero a base de concreto provisto de un aditivo expansor para evitar la presencia de holguras





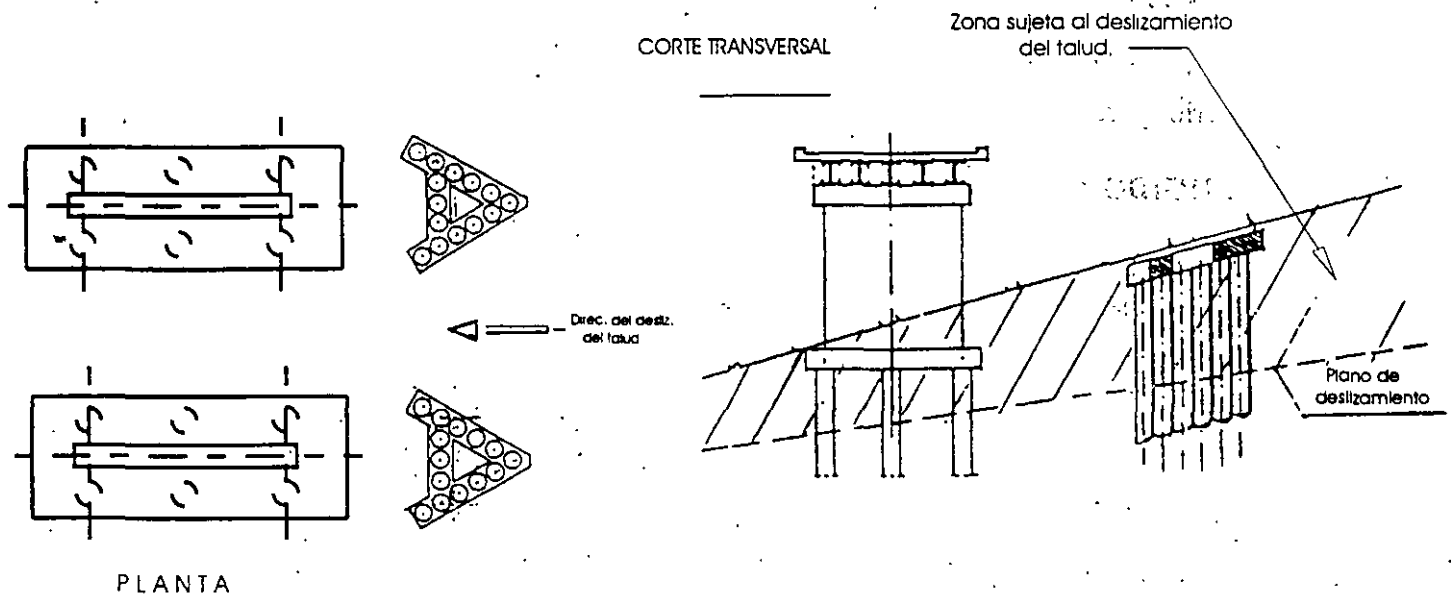


DIMENSIONES REFUERZO ELEVACION ESC. 1:50



MEDIO CORTE B-B MEDIO CORTE C-C PLANTA ESC. 1:50

FIG. IV.2 PROTECCION DE PILOTES



**CURSO DE CAPACITACION  
INSPECCION, MANTENIMIENTO Y REHABILITACION DE PUENTES**

**PROGRAMA**

**México, D.F.**

**PALACIO DE MINERIA**

**Del 27 de octubre al 7 de noviembre de 1997.**

**ANTECEDENTES**

Las dependencias responsables de la infraestructura del transporte han emprendido en los últimos años programas extensos de conservación y rehabilitación de los puentes en las redes a su cargo. Para participar eficientemente en esos programas es necesario que los ingenieros involucrados conozcan los sistemas, los materiales y las técnicas que se han desarrollado para la atención de ese tipo de estructuras en México y en otros países.

**OBJETIVO:**

Exponer los sistemas de administración para la conservación de puentes, los procedimientos y criterios para su inspección, evaluación y las técnicas para su rehabilitación.

**DIRIGIDO A:**

Ingenieros y técnicos involucrados en los estudios, proyecto, construcción y supervisión de obras de mantenimiento y rehabilitación de puentes.

**AREAS TEMATICAS:**

- I.- Sistemas de Administración
- II.- Inspecciones
- III.- Evaluaciones
- IV.- Materiales para reparaciones
- V.- Técnicas de reforzamiento

**ORGANIZAN:**

- Instituto Mexicano del Transporte
- Secretaría de Comunicaciones y Transportes
- División de Educación Continua  
Facultad de Ingeniería  
UNAM

**COORDINADOR:**

Ing. Amílcar Galindo Solórzano  
Director de Apoyo Técnico  
Dirección General de Servicios Técnicos  
Tel: 524-92-65

## PROGRAMA

### Lunes 27

- 9.00 a 10.00 Inauguración  
Ing. Alfonso Rico Rodríguez  
Director General del Instituto Mexicano del Transporte
- 10:00 - 11:30 Generalidades sobre la conservación de puentes  
Ing. Amílcar Galindo Solórzano
- 11.30 - 12:00 Receso
- 12:00 - 13:30 Situación General de los Puentes en México  
Ing. Amílcar Galindo Solórzano
- 13:30 - 15:00 Comida
- 15:00 - 16:30 Sistema de Administración de Puentes ( SIAP)  
Ing. Miguel Arturo Barousse Moreno
- 16:30 - 18:00 Programas de cómputo en apoyo de SIAP  
Ing. Miguel Arturo Barousse Moreno

## PROGRAMA

### Martes 28

- 9.00 a 10.30      Sistema de Puentes de México.-SIPUMEX  
Ing. Ruben Frías Aldaraca
- 10:30 - 12:00      Metodología para Inspecciones  
Ing. Ruben Frías Aldaraca  
Ing. Victor Villalba Hernández
- 12:00 - 13:30      Conservación de Puentes en Autopistas Concesionadas  
Ing. Benjamín Barreda Amigón  
Ing. Adolfo Almazán Ramírez
- 13:30 - 15: 00      Comida
- 15:00 - 18: 00      Tipología de Puentes y componentes estructurales  
Ing. Francisco Aguilar Rodríguez



## PROGRAMA

### Miércoles 29

- 9.00 a 10.30 Evaluación de puentes para el paso de cargas extraordinarias  
Ing. Alberto Fregoso Vázquez
- 10:30 - 12:00 Técnicas no destructivas para la evaluación de daños  
Ing. Eduardo Rodríguez Sánchez
- 12:00 - 13:30 Inspección de puentes atirantados  
Arq. Victor Hoyos Parrao
- 13:30 - 15: 00 Comida
- 15:00 - 18: 00 Tipología de Daños en Puentes  
Ing. Adolfo Sánchez Sánchez

## PROGRAMA

### Jueves 30

- 9.00 a 10.30      Evaluación de daños por corrosión y fatiga en estructuras metálicas  
Ing. Carlos King Revelo
- 10:30 - 13:30      Inspección, evaluación y diagnóstico de corrosión en estructuras de  
concreto reforzado  
Dr. Juan José Carpio Pérez
- 13:30 - 15:00      Comida
- 15:00 - 16:30      Conservación de puentes de ferrocarril  
Ing. Marcos Daniel Hernández Romero
- 16:30 - 18:00      Protección catódica por medio de metalización de zinc  
Ing. Jorge Costa

## PROGRAMA

### Viernes 31

Inspección, evaluación y rehabilitación de puentes de acero bajo esfuerzos por fatiga.

9:00 a 10:30

Fundamentos sobre fatiga estructural  
Dr. Peter Keating

10:30 - 12:00

Inspección de elementos propensos a la fatiga  
Dr. Peter Keating

12:00 - 13:30

Evaluación de efectos de la fatiga  
Dr. Peter Keating

13:30 - 15:00

Comida

15:00 - 18:00

Reparación de elementos dañados por fatiga  
Dr. Peter Keating

## PROGRAMA

### Lunes 3

- 9.00 a 10.30 Casos de ampliación y reparación de puentes  
Ing. Fernando Fossas Requena
- 10:30 - 12:00 Concretos de alto comportamiento  
Ing. Juan Alfonso García Merodio
- 12:00 - 13:30 Reacción álcali - sílice  
Ing. Juan Luis Cottier Cavedes
- 13:30 - 15: 00 Comida
- 15:00 - 16: 30 Innovaciones tecnológicas para la conservación de puentes  
Ing. Miguel-Arturo Barousse Moreno
- 16:30 - 18:00 Cargas Vivas en Puentes  
Dr. Octavio Rascón Chávez

## PROGRAMA

### Martes 4

9: 00 a 13:30      Exposición del Ing. Ronald Medlock  
Departamento del Transporte de Texas

13:30 a 15: 00      Comida

15:00 a 16:30      Efectos de la erosión en cauces  
Ing. Fernando Romero Magaña

16:30 a 18:00      Socavación en puentes  
Ing. Gabriel Atala Barrero

# PROGRAMA

## Miércoles 5

- 9.00 a 10.30      Reparación de subestructuras  
Ing. Enrique Hernández Quinto  
Ing. Norma Trujillo Sabino
- 10:30 - 12:00      Recimentación con micropilotes  
Ing. Martín Sandoval López
- 12:00 - 13:30      Inyección de resinas epóxicas  
Ing. Felipe de Jesús García R.
- 13:30 - 15: 00      Comida
- 15:00 - 16: 30      Selección de materiales para reparaciones de concreto  
Ing. Graciela Muñoz D.
- 16:30 a 18:00      Rehabilitación sísmica de puentes  
Ing. Oscar Ruiz Mendieta

## PROGRAMA

### Jueves 6

- 9.00 a 10.30      Casos de rehabilitación de puentes en el Estado de Veracruz  
Ing. Alejandro Calva Salazar
- 10:30 - 12:00      Aplicaciones del presfuerzo externo para rehabilitación de puentes  
Ing. Oscar Gelbwaser
- 12:00 - 13:30      Evaluación de puentes mediante pruebas dinámicas  
Ing. Francisco Carreón Viramontes
- 13:30 - 15:00      Comida
- 15:00 - 16:30      Rehabilitación de Puentes Federales de Cuota  
Ing. Juan Téllez Muñoz
- 16:30 - 18:00      Evaluación de Puentes Federales de Cuota  
Ing. Roberto Gómez Martínez

# PROGRAMA

## Viernes 7

- 9:00 a 10:00      Ampliación del puente "Belisario Domínguez"  
Ing. Modesto Armijo Mejía
- 10:00 a 11:00      Criterios para el reforzamiento de puentes  
Ing. Modesto Armijo Mejía
- 11:00 a 12:30      Rehabilitación del puente "Armería"  
Ing. Arturo Pérez Aguilar
- 12:30 - 14:00      Reforzamiento de puentes con láminas de plástico  
reforzadas con fibras de carbón  
Ing. Juan Luis Cottier Caviedes
- 14:00 - 14:15      Clausura
- 14:15 - 15:00      Comida



# ***LA CORROSION DEL ACERO DE REFUERZO EN CONCRETO Y LA PROTECCION CATODICA A TRAVES DE LA METALIZACION DE ZINC***

Esta presentación tiene por objeto discutir el proceso de corrosión del acero de refuerzo en el concreto incluyendo las fuentes de contaminación de iones de cloruro y su función en el proceso corrosivo. Asimismo, se presentará y discutirá el proceso de la protección catódica para estructuras de concreto afectadas por la corrosión del acero de refuerzo. Mas específicamente, se presentará una tecnología relativamente nueva que consisten en la aplicación de zinc a la superficie exterior de las estructuras de concreto con el objeto de usarse como anodo de protección catódica.

La presentación se desglosará de la siguiente manera:

1. Introducción
2. La celda de corrosión
3. El concreto como medio electrolítico
4. La contaminación del concreto con sales de cloruro de sodio
5. La celda de corrosión en las estructuras de concreto
6. Descripción de la protección catódica
7. Protección catódica en estructuras de concretoEl sistema MCPtm. Sistema de protección catódica por medio de anodos metalizados
8. El proceso de metalización
9. Ejemplos de sistemas de protección catódica para estructuras de concreto
10. Preguntas

**ING. JORGE COSTA**



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.  
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

## **CURSO INSTITUCIONAL**

**INSPECCION, MANTENIMIENTO Y REHABILITACION  
DE PUENTES**

**del 27 de octubre al 7 de noviembre de 1997**

**I. M. T.**

**INSPECCION DE PUENTES ATIRANTADOS**

**Arq. Victor Hoyos Parrao  
Palacio de  
Minería  
1997**

# ***INSPECCION DE PUENTES ATIRANTADOS***

**Arq. Victor Hoyos Parrao**

**CURSO DE INSPECCIÓN, MANTENIMIENTO Y REHABILITACIÓN  
DE PUENTES "MINERÍA 27, 28 y 29 OCTUBRE DE 1997".**

EN EL AÑO DE 1981 LAS AUTORIDADES DE LA SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES TENÍAN VARIAS PREOCUPACIONES EN RELACIÓN A LA RED DE PUENTES DEL PAÍS YA QUE :

1.- NO SE SABIA SI LAS ESTRUCTURAS PODRÍAN SOPORTAR LAS CARGAS AUTORIZADAS PARA CIRCULAR POR LAS CARRETERAS FEDERALES DE ACUERDO CON EL ENTONCES NUEVO REGLAMENTO DE PESOS Y DIMENSIONES QUE HABÍA SIDO PUBLICADO EN 1980.

2.- NO SE SABIA EL NUMERO DE PUENTES QUE EXISTÍAN EN EL PAÍS.

3.- NO SE CONTABA CON UN SISTEMA QUE PERMITIESE EFECTUAR DE MANERA METÓDICA Y ORDENADA EL MANTENIMIENTO DE LOS PUENTES. EN VIRTUD DE LO ANTERIOR SE DECIDIÓ PROCEDER A LEVANTAR UN INVENTARIO NACIONAL DE PUENTES, MISMO QUE FUE TERMINADO EN 1982 Y SE OBTUVO QUE LA RED FEDERAL DE CARRETERAS CONTABA CON 4,500 PUENTES.

EN EL AÑO DE 1995 DESPUÉS DE REALIZAR LAS PRIMERAS INSPECCIONES Y COMPLETAR EL INVENTARIO SE TENÍAN 6,346 ESTRUCTURAS.

NUESTRA EMPRESA: DYWIDAG SYSTEMS INTERNATIONAL, MÉXICO, TIENE A SU CARGO LA INSPECCIÓN Y DIAGNOSTICO DE LOS PUENTES ATIRANTADOS DE LA AUTOPISTA CUERNAVACA-ACAPULCO, CONTRATADOS DIRECTAMENTE POR LA EMPRESA AUTOPISTA DEL SOL S.A. DE C.V., SIENDO LA PRIMERA EMPRESA PRIVADA QUE REALIZA UN TRABAJO DE ESTA NATURALEZA EN EL PAÍS. AUN CUANDO YA EXISTÍAN LOS PUENTES COATZACOALCOS II Y EL TAMPICO, QUE DE ALGUNA MANERA ESTÁN SIENDO MONITOREADOS POR LA SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES DIRECTAMENTE.

EN JULIO DE 1994 INICIAMOS ESTOS TRABAJOS, QUE COMO LES COMENTABA, NO HABÍA HASTA ENTONCES NINGÚN ANTECEDENTE PARECIDO, CONTAMOS CON EL APOYO DE NUESTROS SOCIOS INTERNACIONALES QUE TIENEN SUFICIENTE EXPERIENCIA EN ESTE CAMPO.

COMO EJEMPLO LES PODRÍA DECIR QUE ALGUNOS DE LOS INGENIEROS DE NUESTRA EMPRESA FORMARON PARTE DE UN EQUIPO QUE CONTROLABA, TAN SOLO EN EL ESTADO DE NUEVA YORK, MAS DE 24,000 ESTRUCTURAS DE DIVERSOS TIPOS, LAS CUALES ESTÁN PERFECTAMENTE INVENTARIADAS Y QUE CUENTAN CON INSPECCIÓN PERMANENTE.

PARA LLEVAR UN CONTROL ORDENADO, SISTEMÁTICO Y METÓDICO NUESTRA EMPRESA DISEÑO UNAS FORMAS DE REPORTE QUE SE UTILIZAN PARA REGISTRAR LA INFORMACIÓN DE LAS INSPECCIONES Y QUE SE CONVIERTEN EN LA PARTE MEDULAR DE LA DOCUMENTACIÓN QUE FORMARA LA HISTORIA DE LAS CONDICIONES DEL PUENTE, INCLUYENDO LAS REPARACIONES Y EL MANTENIMIENTO DURANTE SU VIDA ÚTIL. LAS FORMAS DE REPORTE DISEÑADAS POR D.S.I. SE UTILIZAN EN TODAS LAS ETAPAS DE LA VIDA DEL PUENTE PARA REGISTRAR LOS EFECTOS DE TODAS LAS ACCIONES QUE INFLUYAN EN EL COMPORTAMIENTO DE TODOS LOS ELEMENTOS.

EXISTEN TRES DIFERENTES TIPOS DE ACCIONES QUE INFLUYEN EN LAS CONDICIONES DE LOS ELEMENTOS DE LOS PUENTES DE ACUERDO A LO SIGUIENTE :

- DEFECTOS
- DAÑOS
- Y DETERIORO

DEFECTOS: ESTOS ESTÁN RELACIONADOS CON LA CALIDAD ADECUADA DEL DISEÑO, LA CALIDAD DE LOS MATERIALES Y LOS MÉTODOS DE CONSTRUCCIÓN UTILIZADOS. ESTOS DEFECTOS EN EL PUENTE, SON INHERENTES AL MOMENTO DE SU EJECUCIÓN.

DAÑOS: SON DEBIDOS A FENÓMENOS OCASIONALES COMO SOBRECARGAS, IMPACTOS VEHICULARES, DERRAMES DE AGENTES QUÍMICOS, MOVIMIENTOS TELÚRICOS DE ALTO GRADO, HURACANES E INCENDIOS. ESTOS FENÓMENOS PUEDEN OCURRIR REPENTINAMENTE DURANTE LA VIDA DE SERVICIO DEL PUENTE.

DETERIORO: ESTO ES USUALMENTE UN PROCESO LENTO QUE OCURRE DURANTE UN LARGO PERIODO Y SE DEBE A CONDICIONES CONOCIDAS O IMPREVISTAS.

ESTAS ACCIONES INCLUYEN: EXPOSICIÓN AL MEDIO AMBIENTE (CONGELAMIENTOS Y DESCONGELAMIENTOS CÍCLICOS, RADIACIONES DE RAYOS ULTRAVIOLETA, ETC.), ABRASIÓN, CORROSIÓN, FATIGA, REACCIÓN ALCALINA DE LOS AGREGADOS E INTRODUCCIÓN DE CLORUROS ENTRE OTROS.

SE HA COMPROBADO QUE LAS INFLUENCIAS ADVERSAS DE LOS **DEFECTOS Y DETERIOROS**, SE PUEDEN REDUCIR Y HASTA ELIMINAR CON LA IMPLEMENTACIÓN DE UN PROGRAMA RACIONAL DE INSPECCIÓN Y MANTENIMIENTO PARA LOS PUENTES.

EL PROCEDIMIENTO DE INSPECCIÓN DISEÑADO POR NUESTRA EMPRESA CONSISTE EN DOS SISTEMAS DE CALIFICACIÓN :

I.- SISTEMA DE RANGO NUMÉRICO, DENOMINADO ( SRN )

PARA OBTENER UN REPORTE CONSISTENTE Y SIGNIFICATIVO SOBRE EL ADECUADO FUNCIONAMIENTO Y SEGURIDAD DE UN ELEMENTO ESTRUCTURAL PRINCIPAL DEL PUENTE, EL SISTEMA DE RANGO NUMÉRICO SE UTILIZA DE ACUERDO A LO QUE A CONTINUACIÓN SE DESCRIBE :

- CALIFICACIÓN DE 1.- POTENCIALMENTE PELIGROSO Y QUE REQUIERE ATENCIÓN INMEDIATA.
- CALIFICACIÓN DE 3.- SERIOS DETERIOROS O DEFECTOS; EL ELEMENTO EN CUESTIÓN NO FUNCIONA DE ACUERDO A LO CONTEMPLADO EN EL PROYECTO ORIGINAL. SU REPARACIÓN ES NECESARIA DENTRO DE LOS SEIS MESES SIGUIENTES A LA DETECCIÓN.
- CALIFICACIÓN DE 5.- DETERIOROS O DEFECTOS MENOS IMPORTANTES. EL ELEMENTO FUNCIONA COMO HA SIDO DISEÑADO, SIN EMBARGO REQUIERE REPARACIÓN Y/O MANTENIMIENTO EN UN FUTURO PRÓXIMO.
- CALIFICACIÓN DE 7.- EL ELEMENTO NO PRESENTA DEFECTOS O HA SIDO REPARADO.

LOS RANGOS NUMÉRICOS 2, 4 Y 6 SE UTILIZAN A CRITERIO DEL INSPECTOR PARA INDICAR ALGUNA CONDICIÓN INTERMEDIA ENTRE LOS RANGOS 1, 3, 5 Y 7, RESPECTIVAMENTE.

ESTE SISTEMA DE RANGO NUMÉRICO, ES PARTICULARMENTE ÚTIL PARA EFECTUAR COMPARACIONES DEL ESTADO DE LOS ELEMENTOS, ESTABLECER PRIORIDADES EN LOS PROGRAMAS DE REPARACIÓN, ASÍ COMO EN LA PLANEACIÓN Y PRESUPUESTACIÓN DE LOS PROGRAMAS DE MANTENIMIENTO.

## II.- SISTEMA DE RANGO DE CONDICIONES , DENOMINADO ( SRC ) :

ESTE SISTEMA , SE UTILIZA PARA DESCRIBIR LA CONDICIÓN DE LOS COMPONENTES INDIVIDUALES ( YA SEAN ESTRUCTURALES O NO ) Y QUE FORMAN PARTE DE UN MIEMBRO PRINCIPAL EN EL PUENTE. LOS RANGOS ESTÁN BASADOS EN OBSERVACIONES VISUALES DE CAMPO O EN OTROS PROCEDIMIENTOS SEGÚN SEA EL CASO.

LAS CALIFICACIONES QUE SE UTILIZAN SON:

B : EN BUENAS CONDICIONES.  
R : EN REGULARES CONDICIONES.  
M : EN MALAS CONDICIONES.  
X : NO HAY ACCESO PARA HACER OBSERVACIONES.  
NA : NO SE APLICA CRITERIO.

ESTOS SISTEMAS ESTÁN FUNDAMENTADOS EN LA PREMISA DE QUE LOS PUENTES Y SUS ESTRUCTURAS DEBEN SER INSPECCIONADOS CONSUECUDINARIA Y PERIÓDICAMENTE.

LA PERIODICIDAD DE LAS INSPECCIONES DEPENDERÁ DEL TIPO DE PUENTE Y DE SU COMPORTAMIENTO HISTÓRICO, ES DECIR, SI CON LAS REVISIONES PERIÓDICAS ESTABLECIDAS SE ENCUENTRAN POCOS CAMBIOS SE PODRÁN ESPACIAR LAS FRECUENCIAS Y VICEVERSA.

EN EL CASO DE LOS PUENTES ATIRANTADOS DE LA AUTOPISTA DEL SOL, LAS REVISIONES PERIÓDICAS SE EFECTÚAN DE ACUERDO A LO ESTABLECIDO EN LOS MANUALES DE LA SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES: ES DECIR, UNA REVISIÓN EXHAUSTIVA ANUAL Y TRES TRIMESTRALES.

COMO SE DIJO ANTES, ES POSIBLE QUE LA PERIODICIDAD DE LAS REVISIONES SE AMPLIE DE ACUERDO AL COMPORTAMIENTO QUE PRESENTEN LOS PUENTES DURANTE ESTOS PRIMEROS AÑOS .

NO OBSTANTE, LAS ESTRUCTURAS TAMBIÉN SON REVISADAS POR CONSECUENCIA DE MOVIMIENTOS TELÚRICOS O VIENTOS EXTRAORDINARIOS, PARA LO CUAL TAMBIÉN SE PRESENTAN REPORTES ESPECÍFICOS.

PARA PODER IMPLEMENTAR Y LLEVAR A CABO LOS TRABAJOS DESCRITOS SE CUENTA CON:

1.- EL PERSONAL DE CAMPO ADECUADAMENTE CAPACITADO PARA LA INSPECCIÓN DE LOS PUENTES, QUE ADEMÁS DEBE OBSERVAR UNA BUENA DISCIPLINA EN CUANTO A SEGURIDAD POR LA NATURALEZA DE SU TRABAJO.

ESTE PERSONAL CONSTANTEMENTE ES INSTRUIDO Y SUPERVISADO POR ALGÚN SUPERIOR, CON LA FINALIDAD DE QUE AL REPETIR UNA INSPECCIÓN SE EVITE QUE POR LA RUTINA EN LOS TRABAJOS SE PASEN POR ALTO DETALLES QUE PUEDEN SER IMPORTANTES.

EL PERSONAL DE CAMPO LLENA LAS FORMAS ESPECIALES QUE LE AYUDAN A REALIZAR LA INSPECCIÓN Y LAS SIGUE AL PIE DE LA LETRA CON EL MISMO OBJETIVO DE NO PASAR POR ALTO ALGÚN ELEMENTO. ASIMISMO TOMA FOTOGRAFÍAS DE TODOS LOS PUNTOS RELEVANTES DE LA INSPECCIÓN.

SEMANALMENTE, TODA LA INFORMACIÓN RECABADA, SE REMITE A LA OFICINA CENTRAL PARA SU PROCESO Y ORGANIZACIÓN.

2.- EL PERSONAL DE OFICINA QUE CLASIFICA Y CAPTURA LOS DATOS OBTENIDOS EN EL CAMPO.

LA INFORMACIÓN RECIBIDA SE FILTRA Y SE COMPARA CON REPORTES ANTERIORES, VERIFICANDO QUE LAS DIFERENCIAS EN LAS CALIFICACIONES SEAN CONSECUENTES, SI SE ENCONTRASE ALGUNA DIFERENCIA MAYOR, SERÁ NECESARIO VISITAR LA ESTRUCTURA Y CONSTATAR EL DATO EMITIDO PARA ENCONTRAR UNA EXPLICACIÓN.

3.- EL EQUIPO DE COMPUTO ADECUADO Y CON SUFICIENTE CAPACIDAD PARA EL ALMACENAMIENTO DE TODOS LOS DATOS DE LOS REPORTES ANTERIORES, DE LOS ACTUALES Y DE LOS QUE SE REALIZARÁN A LO LARGO DE LA VIDA DE LA ESTRUCTURA.



ESTE EQUIPO CUENTA CON PROGRAMAS ESPECIALES DE BASES DE DATOS QUE PERMITEN, ADEMÁS DE EMITIR LOS REPORTES, ESTABLECER COMPARACIONES DE CALIFICACIÓN CON REPORTES ANTERIORES PARA PODER LLEVAR LA SECUENCIA HISTÓRICA DE CADA UNO DE LOS ELEMENTOS DEL PUENTE Y SABER SI LOS ELEMENTOS SE DETERIORAN, FUERON REPARADOS O PERMANECEN SIN CAMBIOS. EL ARCHIVO FOTOGRÁFICO, TAMBIÉN SE CONCENTRA EN DISPOSITIVOS ELECTRÓNICOS QUE FACILITAN SU EFICIENTE BÚSQUEDA Y LOCALIZACIÓN, ASÍ COMO EVITAR EL DETERIORO FÍSICO DE LOS NEGATIVOS O FOTOGRAFÍAS TRADICIONALES.

## **ALCANCE DE LOS TRABAJOS DE INSPECCIÓN**

### **I.- REVISIÓN DE LA DOCUMENTACIÓN EXISTENTE**

CON EL OBJETO DE DETERMINAR LA MAGNITUD DE LOS PROCEDIMIENTOS DE INSPECCIÓN, ES MUY IMPORTANTE ENTENDER LA ESTRUCTURA DE LOS PUENTES Y LAS DEMANDAS ESTRUCTURALES DE CADA UNO DE LOS ELEMENTOS QUE LA INTEGRAN Y DE ESTA MANERA ENFOCAR LA ATENCIÓN A LAS ÁREAS MAS IMPORTANTES. PARA ÉSTO, LOS PLANOS, LAS DIMENSIONES Y LOS DETALLES DE LOS COMPONENTES PRINCIPALES ( PILONES, TABLERO, TIRANTES Y SUS ANCLAJES, APOYOS, TOPES ANTISÍSMICOS Y JUNTAS DE DILATACIÓN ) PARA CADA UNO DE LOS PUENTES, NECESITAN SER REMITIDOS A LA EMPRESA PARA SU ESTUDIO Y EVALUACIÓN.

IGUALMENTE IMPORTANTE SON LOS DATOS TOPOGRÁFICOS DE LOS PUENTES ( ELEVACIÓN DEL TABLERO Y LA POSICIÓN DE LAS PILAS Y PILONES ) DESPUÉS DEL AJUSTE FINAL DE LOS CABLES AL TERMINAR LA CONSTRUCCIÓN, ASÍ COMO LAS MEDIDAS DE LAS FUERZAS FINALES APLICADAS EN CADA TIRANTE. OTROS DETALLES, COMO DIBUJOS Y/O INFORMACIÓN DEL DISEÑO ORIGINAL PUEDE SER REQUERIDA CONFORME AVANCEN LAS INSPECCIONES Y VAYAN SIENDO ENCONTRADAS FALLAS ESPECÍFICAS.

## **II.- DOCUMENTACIÓN**

ES VITAL, PARA EL RESULTADO DE LAS INSPECCIONES ( Y TRABAJOS DE MANTENIMIENTO ) SER PRECISOS Y LLENAR ADECUADAMENTE LAS FORMAS CORRESPONDIENTES, INCLUYENDO LOS DATOS POCO REPRESENTATIVOS, DE MANERA QUE SE PUEDA TENER UNA HISTORIA COMPLETA DE LAS ESTRUCTURAS Y QUE ESTÉ DISPONIBLE EN CUALQUIER MOMENTO. MIENTRAS SE EFECTÚE UNA INSPECCIÓN, DEBERÁ TENERSE EN CONSIDERACIÓN QUE CUALQUIER FALLA TIENE UNA CAUSA Y EL OBJETO DE LA EMPRESA INSPECTORA, SERÁ EL DETERMINAR DICHA CAUSA.

LOS PLANOS CONSTRUCTIVOS Y CÁLCULOS DE DISEÑO, ETC. AYUDARÁN EN LA ASESORÍA DEL MANTENIMIENTO NECESARIO, EL DIAGNÓSTICO DE LAS FALLAS Y CUALQUIER REVISIÓN DE CAPACIDAD DE CARGAS.

LA DOCUMENTACIÓN DE LOS PUENTES DEBE CONSIDERARSE COMO DATOS SIGNIFICATIVOS, NECESARIOS Y RELEVANTES Y CUYA INFORMACIÓN SEGUIRÁ AUMENTANDO Y SE MANTENDRÁ LISTA PARA CONSULTARLA, EVALUARLA, DISEMINARLA Y RETROALIMENTAR A LA EMPRESA PARA UN MEJOR MANEJO DE LA AUTOPISTA.

## **III.- INSPECCIÓN DE LOS PUENTES**

COMO PRIMER PASO EN EL PROGRAMA DE INSPECCIÓN, SE HARÁ UN RECORRIDO DE LAS ESTRUCTURAS DE CADA PUENTE CON LOS SIGUIENTES OBJETIVOS :

A).- INSPECCIÓN VISUAL CON LA AYUDA DE BINOCULARES DE LA SUPERESTRUCTURA, PILAS, ESTRIBOS, PILONES, TIRANTES, JUNTAS DE DILATACIÓN Y APOYOS, PARA DETERMINAR DAÑOS O DEFECTOS OBVIOS, TALES COMO ACCIDENTES DE TRÁFICO, MOVIMIENTOS TELÚRICOS, ETC. APUNTAR Y REPORTAR DICHOS DAÑOS, ASÍ COMO LAS ÁREAS CON DETERIOROS SERIOS, FISURAS Y OTRAS IRREGULARIDADES.

B).- INSPECCIÓN VISUAL DE LOS PUNTOS ACCESIBLES BAJO EL TABLERO DEL PUENTE, POSICIONANDO LAS CANASTILLAS DE INSPECCIÓN EXISTENTES PARA OBSERVAR LAS CONDICIONES GENERALES DE LA PARTE BAJA DEL TABLERO, LOS APOYOS Y LOS TOPES ANTISÍSMICOS.

C).- INSPECCIÓN VISUAL DEL SUELO Y LOS TALUDES ALREDEDOR DE LOS ESTRIBOS Y LOS CIMIENTOS DE LAS PILAS PARA REVISAR EL DESLIZAMIENTO Y/O EROSIÓN DEL TERRENO. APUNTAR Y REPORTAR TODO AQUELLO QUE SE HAYA ENCONTRADO IRREGULAR.

D).- FOTOGRAFIAR Y/O FILMAR LOS PRINCIPALES COMPONENTES ESTRUCTURALES DE CADA PUENTE, APARIENCIA GENERAL Y CONDICIONES DEL TERRENO; ANOTAR POR CADA FOTOGRAFÍA, SU LOCALIZACIÓN Y LA DIRECCIÓN DE SU TOMA Y FECHA, LAS SUBSECUENTES FOTOGRAFÍAS DEBEN SER TOMADAS DE LA MISMA MANERA PARA QUE SEAN DIRECTAMENTE COMPARABLES.

E).- REPORTE DE LAS CONDICIONES GENERALES DE LIMPIEZA DEL PUENTE, EN PARTICULAR DE LAS JUNTAS DE CALZADA, SISTEMA DE DRENAJE Y LA CONDICIÓN DE LAS SUPERFICIES PINTADAS.

F).- REPORTAR EL FUNCIONAMIENTO DE LAS LUCES DE NAVEGACIÓN AÉREA Y SISTEMA DE PARARRAYOS.

#### **IV.- CONTROL TOPOGRÁFICO DEL PUENTE**

SE MARCARÁN PUNTOS DE CONTROL EN LOS DIFERENTES ELEMENTOS ESTRUCTURALES DEL PUENTE MEDIANTE TESTIGOS DEBIDAMENTE NUMERADOS Y MARCADOS PARA SU CONFIABLE Y PERMANENTE IDENTIFICACIÓN, ESTOS PUNTOS SERÁN TOPOGRÁFICAMENTE UBICADOS EN LOS TRES EJES CARTESIANOS, REFERIDOS A BANCOS DE NIVEL PREESTABLECIDOS Y A PARTIR DE LOS CUALES SE REALIZARÁN TODAS LAS MEDICIONES.

A).- PERFIL DEL TABLERO DEL PUENTE.

SE REALIZARÁ UNA NIVELACIÓN BASADA EN LOS PUNTOS DE CONTROL ORIGINALES TANTO DEL LADO IZQUIERDO COMO DERECHO PARA COMPARARLA CON LA NIVELACIÓN ORIGINAL Y DETERMINAR LAS DIFERENCIAS, SI LAS HAY.

B).- VERTICALIDAD DE LAS PILAS, PILONES Y ESTRIBOS.

EL OBJETO SERÁ EL DE VERIFICAR LA EXISTENCIA DE INCLINACIONES, DEFORMACIONES O TORSIONES EN EL CUERPO DE LA PILA. DE ACUERDO AL PROCEDIMIENTO DESCRITO AL INICIO DE ESTE CAPÍTULO SE MARCARÁN CUATRO PUNTOS EN LAS ARISTAS DE LA PILA A UN METRO DE SUS EXTREMOS, CON LO CUAL SE OBTENDRÁN SECCIONES QUE SE PODRÁN SUPERPONER ENTRE SÍ, REGISTRANDO SUS POSICIONES RELATIVAS PARA DETECTAR CUALQUIER INCLINACIÓN O DEFORMACIÓN EXISTENTE.

C).- NIVELACIÓN DE LA CIMENTACIÓN DE LAS PILAS Y DE LOS ESTRIBOS. EL OBJETO SERÁ EL DE VERIFICAR LA EXISTENCIA DE HUNDIMIENTOS EN LA ESTRUCTURA GENERAL DEL PUENTE.

UTILIZANDO LOS TESTIGOS, COLOCADOS EN LAS ARISTAS DE LAS PILAS, SE REGISTRARÁN LOS VALORES DE LAS COORDENADAS CARTESIANAS, PARA PODER COMPARAR LAS ELEVACIONES DE LAS DIFERENTES MEDICIONES.

D).- RESUMEN DE LAS MEDIDAS OBTENIDAS EN EL LEVANTAMIENTO Y COMPARACIÓN CON LOS PERFILES OBTENIDOS AL TÉRMINO DE LA CONSTRUCCIÓN.

## **V.- INSPECCIÓN DE LOS ELEMENTOS DE CONCRETO**

ESTE CAPÍTULO SE APLICA A TODOS LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE CONCRETO DEL PUENTE, INCLUIDOS CIMIENTOS, PILAS, ESTRIBOS, SUPERESTRUCTURA DEL PUENTE, PILONES, TOPES ANTISÍSMICOS Y PARAPETOS DE CONCRETO.

DURANTE LA REVISIÓN, TODOS LOS DATOS OBTENIDOS DEBERÁN SER RECABADOS PARA CADA ELEMENTO ESTRUCTURAL.

LA INSPECCIÓN DE CADA ELEMENTO DEBERÁ CONCENTRARSE EN FISURAS, DESCONCHAMIENTOS Y DEGRADACIÓN DEL CONCRETO.

### **V.1.- LOCALIZACIÓN Y CLASIFICACIÓN DE LAS FISURAS.**

LA LOCALIZACIÓN DE LA FISURA DEBERÁ APUNTARSE EN LA FORMA DE INSPECCIÓN DEL ELEMENTO ESTRUCTURAL RESPECTIVO. DEBERÁ ANEXARSE UN CROQUIS O FOTOGRAFÍA MARCANDO LA LOCALIZACIÓN, DIRECCIÓN, LONGITUD Y ANCHO DE LA FISURA. EL ANCHO DE LA FISURA DEBERÁ SER MEDIDO CON UN COMPARADOR ÓPTICO O MICRÓMETRO. LA FISURA Y SUS EXTREMOS DEBERÁN TAMBIÉN SER MARCADAS CON GISES DE COLORES EN EL CONCRETO.

LAS FISURAS EN EL CONCRETO NO SIEMPRE PONEN EN PELIGRO LA SEGURIDAD O LA CAPACIDAD DEL ELEMENTO ESTRUCTURAL, LOS POSIBLES EFECTOS DE LAS FISURAS, DEBERÁN SER CONSIDERADOS EN EL CONTEXTO DE SU CAUSA, LOCALIZACIÓN, SISTEMA ESTÁTICO Y MEDIO AMBIENTE.

LAS FISURAS PUEDEN SER CLASIFICADAS SEGÚN SU ORIGEN EN:

A).- FISURAS POR TEMPERATURA : ESTAS SON A TRAVÉS DE TODA LA SECCIÓN O SUPERFICIE Y SON CAUSADAS POR CALOR DE HIDRATACIÓN O POR INFLUENCIA DE LA TEMPERATURA AMBIENTE.

B).- FISURAS POR CONTRACCIÓN : SE DEBEN A LA CONTRACCIÓN DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES CIRCUNDANTES, MAYOR PÉRDIDA DE HUMEDAD DE UNA DE LAS SUPERFICIES CON RESPECTO A OTRA, DIFERENTE PORCENTAJE O TIEMPO DE CONTRACCIÓN, O DIFERENTE COEFICIENTE DE CONTRACCIÓN TOTAL.

C).- FISURAS POR ENVEJECIMIENTO : PUEDEN SER CAUSADAS POR CORROSIÓN DEL ACERO, ATAQUE POR SULFATOS O REACCIONES DE LOS AGREGADOS ( ÁLCALIS O SILICONES ).

D).- FISURAS POR CARGA : ESTAS SE DEBEN A FLEXIONES, TENSIONES, ESFUERZOS CORTANTES, TORSIONES, FALLAS DE ADHERENCIA, CARGAS CONCENTRADAS, ASENTAMIENTOS O PRESFUERZO INCORRECTO.

ANTES DE SELECCIONAR Y RECOMENDAR UN MÉTODO DE REPARACIÓN DE FISURAS, DEBERÁ DETERMINARSE SU CAUSA Y SABER SI LAS FISURAS SON ACTIVAS O ESTABLES.

EL COMPORTAMIENTO DE LA FISURA DEBE VERIFICARSE CON OBSERVACIONES PERIÓDICAS Y MEDIANTE TESTIGOS APLICADOS EN LAS ZONAS CRÍTICAS.

EL EFECTO DE LAS FISURAS EN EL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DEL ELEMENTO DEBERÁ SER EVALUADO.

SE DEBERÁN TENER CONSIDERACIONES A LA POSIBLE NECESIDAD DE SELLAR LAS FISURAS MAS ANCHAS PARA PREVENIR LA CORROSIÓN DEL ACERO DE REFUERZO DEBIDO A LA ENTRADA DE AGENTES AGRESIVOS.

## V.2.- DESCONCHAMIENTOS

LOS DESCONCHAMIENTOS DEL CONCRETO, DEBERÁN APUNTARSE DE LA MISMA MANERA QUE LAS FISURAS, Y TAMBIÉN DEBERÁN MARCARSE. LA RAZÓN DE LOS DESCONCHAMIENTOS DEBERÁ DETERMINARSE DE ACUERDO A LAS SIGUIENTES POSIBLES RAZONES :

CORROSIÓN DEL ACERO DE REFUERZO O DE LOS ACCESORIOS AHOGADOS.

EFFECTOS DE TEMPERATURA ( CONGELAMIENTO O FUEGO ).

ATAQUES QUÍMICOS O DAÑOS MECÁNICOS.

MALA CALIDAD DEL CONCRETO.

INSUFICIENCIA EN EL ACERO DE REFUERZO.

EL ÁREA DE APOYO DE LA PIEZA SE ENCUENTRA MUY CERCA DEL EXTREMO DEL ELEMENTO DE CONCRETO.

### V.3. LOCALIZACIÓN DE LAS ZONAS DEGRADADAS Y SEÑALES DE CORROSIÓN.

LAS ZONAS DEGRADADAS PUEDEN SER EL RESULTADO DE :

A).- ATAQUES QUÍMICOS : LA PASTA DE CEMENTO ALTAMENTE ALCALINA QUE SE FORMA POR HIDRATACIÓN ESTÁ SUJETA A ATAQUES QUÍMICOS Y PUEDE REACCIONAR ÚNICAMENTE AL DISOLVERSE EN EL AGUA CONTENIDA EN LOS POROS DE LA PASTA DEL CEMENTO.

LA RESISTENCIA DEL CONCRETO A ATAQUES QUÍMICOS DEPENDE, POR LO TANTO, DE LA PERMEABILIDAD DEL CONCRETO, DEL TIPO Y TAMAÑO DE LOS POROS Y DEL TIPO DE CEMENTO UTILIZADO.

B).- DISOLUCIÓN : LOS COMPUESTOS FÁCILMENTE SOLUBLES, PUEDEN SER LAVADOS FUERA DEL CONCRETO O DE LA PASTA DE CEMENTO POR EL ACCESO CONTINUO DE AGUA.

C).- EXPANSIÓN : LOS COMPUESTOS CON SOLUBILIDAD PESADA SE RETIENEN DENTRO DE LA PASTA DE CEMENTO CONFORME SE RECRISTALIZAN EN EL SISTEMA CAPILAR DE POROS. SI OCUPAN MAS ESPACIO QUE EN SU FORMA ORIGINAL U OCURREN ESFUERZOS DE EXPANSIÓN QUE PUEDEN LLEVAR A UN ESTALLAMIENTO.

D).- EXCESIVA AFLORESCENCIA, DECOLORACIÓN Y MANCHAS, LAS RAZONES POR LAS CUALES ESTO PUEDE SUCEDER SON :  
ATAQUES QUÍMICOS, EXCESO DE SALES MINERALES EN EL CONCRETO, ALTA POROSIDAD QUE PERMITE INGRESO DE AGUA, EL RECUBRIMIENTO DE CONCRETO SOBRE LOS ARMADOS ES ESCASO O LOS DUCTOS DE LOS TENDONES DE POSTENSIÓN NO FUERON LECHADEADOS CORRECTAMENTE.

LA LOCALIZACIÓN DE ZONAS DEGRADADAS Y DE CORROSIÓN DEBERÁN SER MARCADAS EN EL CONCRETO Y SERÁN REGISTRADAS EN SU RESPECTIVA FORMA DE INSPECCIÓN. LA CAUSA DE LA DEGRADACIÓN DEBERÁ SER DETERMINADA Y SI SE REQUIERE, DEBERÁN ESPECIFICARSE LAS ACCIONES A TOMAR.

### V.4. PROCEDIMIENTOS DE INSPECCIÓN .

AUNQUE TODOS LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE CONCRETO DEBERÁN SER REVISADOS PARA ENCONTRAR DAÑOS O IRREGULARIDADES, HAY ÁREAS EN LAS CUALES LA INSPECCIÓN ES ESPECIALMENTE IMPORTANTE. ESTAS SON, LAS CERCANAS A LOS ANCLAJES DE LOS TIRANTES EN EL TABLERO DEL PUENTE Y DE LOS PILONES; AMBOS POR FUERA Y POR DENTRO Y LAS ZONAS CERCANAS A LAS JUNTAS DE DILATACIÓN, LOS APOYOS Y LOS TOPES ANTISÍSMICOS.

PARA EL PUENTE QUETZALAPA, EL ÚNICO CON TABLERO DE CONCRETO CUBIERTO EN ESTE PROGRAMA, TAMBIÉN SE DEBERÁN REVISAR LAS TRABES LONGITUDINALES Y TRANSVERSALES ASÍ COMO LA PARTE SUPERIOR DE LAS PILAS QUE REQUERIRÁN ESPECIAL ATENCIÓN.

LAS ÁREAS DE CONCRETO QUE MUESTRAN IRREGULARIDADES, PODRÁN REQUERIR FUTURAS INVESTIGACIONES, EN PARTICULAR PRUEBAS NO-DESTRUCTIVAS DE LA RESISTENCIA DEL CONCRETO, COMO EL MÉTODO DE SCHMIDT-HAMMER.

## **VI.- INSPECCIÓN DE LOS ELEMENTOS DE ACERO ESTRUCTURAL DE LA SUPERESTRUCTURA DEL PUENTE.**

PARA CADA ELEMENTO ESTRUCTURAL O GRUPO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES, DEBERÁ SER LLENADA UNA HOJA DE INSPECCIÓN DURANTE ÉSTA. LA ATENCIÓN DEL INSPECTOR DEBERÁ CONCENTRARSE EN LAS FISURAS DE LAS VIGAS Y SUS SOLDADURAS, LAS CONEXIONES ATORNILLADAS, LA CONDICIÓN DE LA PINTURA Y CORROSIÓN, DAÑOS ACCIDENTALES Y SIGNOS DE FALLAS LOCALES.

### **VI.1. LOCALIZACIÓN DE LAS FISURAS.**

LA LOCALIZACIÓN DE LAS FISURAS EN LAS VIGAS Y SUS SOLDADURAS, INICIALMENTE DEBERÁ DEPENDER DE UNA INSPECCIÓN VISUAL Y CON APARATOS. EN ÁREAS SOSPECHOSAS, SE DEBERÁN HACER PRUEBAS CON LÍQUIDOS PENETRANTES O ULTRASONIDO PARA DETERMINAR LA EXISTENCIA DE FISURAS EN LAS SECCIONES DE ACERO O SOLDADURAS.

LA BÚSQUEDA DE FISURAS SE CONCENTRARÁ PRINCIPALMENTE EN LAS ZONAS CERCA Y ALREDEDOR DE LAS SOLDADURAS Y A SITIOS QUE SON SUSCEPTIBLES A CONCENTRACIONES DE ESFUERZOS, INCLUYENDO LOS ANCLAJES DE LOS CABLES.

LA LOCALIZACIÓN DE LA FISURA, SE APUNTARÁ EN LA FORMA DE INSPECCIÓN PARA LOS ELEMENTOS RESPECTIVOS DE ACERO Y SE DEBERÁ HACER UN CROQUIS O TOMAR UNA FOTOGRAFÍA ESPECIFICANDO LA LOCALIZACIÓN, DIRECCIÓN, LONGITUD Y ANCHO DE LA FISURA.

LA FISURA Y SUS EXTREMOS TAMBIÉN SE MARCARÁN SOBRE EL ACERO.

TODAS LAS FISURAS SE NECESITAN EVALUAR PARA CUALQUIER REPARACIÓN QUE SEA NECESARIA O PARA SER VIGILADAS EN INSPECCIONES PROGRAMADAS REGULARMENTE.

## VI.2. CONEXIONES ATORNILLADAS.

DEBERÁN EFECTUARSE INSPECCIONES VISUALES A LAS CONEXIONES ATORNILLADAS, Y REGISTRAR CUALQUIER ANOMALÍA QUE SE DETECTE.

## VI.3. CONDICIÓN DE LA PINTURA Y CORROSIÓN.

EN LA HOJA DE INSPECCIÓN DE CADA ELEMENTO ESTRUCTURAL DE ACERO, LA DETECCIÓN DE DECOLORACIÓN DE LA PINTURA, BURBUJAS; DESCASCARADO Y ABRASIONES ACCIDENTALES, DEBERÁN SER ANOTADAS Y LAS ÁREAS DEFECTUOSAS MARCADAS SOBRE EL ACERO.

SU EVALUACIÓN DEBERÁ INCLUIRSE EN LAS RECOMENDACIONES PARA SU REPARACIÓN.

## VI.4. DAÑOS ACCIDENTALES Y FALLAS LOCALES.

CUALQUIER DAÑO EN LAS VIGAS DE ACERO, COMO ABOLLADURAS, CORTES Y OTRAS INUSUALES DEBERÁN REGISTRARSE EN LAS FORMAS DE INSPECCIÓN Y EVALUARSE.

## VII.- TIRANTES

LOS PROCEDIMIENTOS DE INSPECCIÓN PARA LOS ANCLAJES DE LOS TIRANTES, PUEDEN DIFERIR, DEPENDIENDO DEL SISTEMA QUE SE UTILIZÓ.

LOS SIGUIENTES PROCEDIMIENTOS GENERALES SE APLICARÁN PARA TODOS LOS DIFERENTES TIPOS DE TIRANTES.

### VII.1. INSPECCIÓN VISUAL.

EN CADA TIRANTE DEBERÁ REALIZARSE UNA INSPECCIÓN VISUAL. EL TUBO EXTERIOR DE PEHD DEBERÁ SER INSPECCIONADO CON LA AYUDA DE BINOCULARES POTENTES PARA ENCONTRAR DAÑOS, FISURAS Y DETERIOROS, ASÍ COMO DAÑOS EN LAS UNIONES TERMOFUSIONADAS. EL ANCLAJE EN EL TABLERO DEL PUENTE, ASÍ COMO EL DEL PILÓN, DEBERÁ SER INSPECCIONADO POR CADA CABLE PARA DETERMINAR CUALQUIER GOTEÓ DEL COMPONENTE ANTICORROSIVO, GOTEOS DE AGUA, CORROSIÓN Y CUALQUIER IRREGULARIDAD EN EL SOPORTE DEL ANCLAJE.



## VII.2. INSPECCIÓN DETALLADA DEL ANCLAJE.

SE DEBERÁ REMOVER LA CAPUCHA PROTECTORA AL 10% DE LOS ANCLAJES DEL TABLERO. LOS ANCLAJES A INSPECCIONARSE DEBEN SER SELECCIONADOS DE MANERA QUE SE INCLUYAN CABLES LARGOS Y CORTOS, ASÍ COMO LOS CABLES EN DONDE LA NIVELACIÓN DEL TABLERO DEL PUENTE, COMPARADA CON LA NIVELACIÓN ORIGINAL, MUESTRE UNA APARENTE PÉRDIDA EN LA FUERZA .

DEBERÁ DETERMINARSE LA CONDICIÓN DEL COMPONENTE ANTICORROSIVO, LA PRESENCIA DE AGUA, CORROSIÓN EN TODOS LOS COMPONENTES DEL ANCLAJE Y DESLIZAMIENTO DE CUALQUIER TORÓN EN LA PLACA DE CUÑAS. UNA VEZ TERMINADA LA INSPECCIÓN DE UN ANCLAJE, ES NECESARIO RELLENAR LA CAPUCHA PROTECTORA CON EL COMPONENTE ANTICORROSIVO Y REINSTALARLA TENIENDO CUIDADO DE COLOCAR EL SELLO ADECUADAMENTE.

SI SE HUBIESE ENCONTRADO PENETRACIÓN DE AGUA EN EL ANCLAJE, DEBERÁ INVESTIGARSE LA LOCALIZACIÓN DEL GOTEÓ Y SE SUGERIRÁ LA REPARACIÓN CORRESPONDIENTE.

SI EN LOS ANCLAJES SELECCIONADOS INICIALMENTE SE LLEGARA A ENCONTRAR QUE TIENEN SERIAS FALLAS, DEBERÁN SELECCIONARSE, DE ACUERDO AL CRITERIO DE LOS INSPECTORES, OTRO 10% DE ANCLAJES E INSPECCIONARSE DE LA MISMA MANERA.

SI LA INSPECCIÓN DE ESTA SEGUNDA SELECCIÓN REVELA FALLAS, SE DEBERÁ TOMAR LA DECISIÓN DE INSPECCIONAR MAS GRUPOS DE ANCLAJES O PROCEDER A LA REVISIÓN TOTAL, DEPENDIENDO DE LA GRAVEDAD DE LOS DEFECTOS ENCONTRADOS. EL CONTRATANTE DEBERÁ SER NOTIFICADO DE LA NECESIDAD DE CUALQUIER REPARACIÓN.

## VII.3. INSPECCIÓN DE LOS TUBOS ANTIVANDÁLICOS

SE DEBERÁ REALIZAR UNA INSPECCIÓN VISUAL DE TODOS LOS TUBOS ANTIVANDÁLICOS PARA DETERMINAR LA CONDICIÓN DE LOS SELLOS EN LA PARTE SUPERIOR E INFERIOR, EL GALVANIZADO, CUALQUIER DEFECTO O DAÑO, ASÍ COMO EL APRIETE DE LOS TORNILLOS LONGITUDINALES O LA SOLDADURA DEL TUBO.

SE REMOVERÁ O DESLIZARÁ HACIA ARRIBA EL 2% DE LOS TUBOS ANTIVANDÁLICOS PARA LA INSPECCIÓN DE LOS CABLES QUE PROTEGEN.

SE TENDRÁ CUIDADO DE SELECCIONAR TUBOS ANTIVANDÁLICOS QUE CUBRAN TANTO CABLES LARGOS COMO CORTOS, ASÍ COMO CASOS EN DONDE SE ENCUENTREN DEFECTOS EN EL SELLO O EN LOS TORNILLOS.

DEBERÁ INSPECCIONARSE EL CABLE QUE SE ENCUENTRA DENTRO DEL TUBO ANTIVANDÁLICO PARA DETECTAR SI EXISTE ALGÚN POSIBLE DETERIORO PROVOCADO POR CORROSIÓN, PRESENCIA DE AGUA O CUALQUIER OTRA IRREGULARIDAD.

DESPUÉS DE REALIZAR LA INSPECCIÓN, LOS TUBOS ANTIVANDÁLICOS DEBERÁN SER REINSTALADOS.

DEPENDIENDO DE LAS CONDICIONES ENCONTRADAS SE REVISARÁ UN SEGUNDO GRUPO DE TUBOS DE LA MISMA FORMA.

#### VII.4. REVISIÓN DE LA FUERZA DE LOS CABLES.

LA FUERZA EN EL TIRANTE, DEBERÁ SER COMPROBADA UTILIZANDO UN GATO ACCIONADO POR UNA CENTRAL HIDRÁULICA, QUE TENDRÁ UN MANÓMETRO DEBIDAMENTE CALIBRADO PARA TENSAR EL CONJUNTO DE TORONES CON LOS EQUIPOS PROPIOS DE CADA SISTEMA.

LA MEDICIÓN DE LA FUERZA DE LOS CABLES, SERÁ NECESARIA SOLAMENTE SI LA NIVELACIÓN COMPARADA DEL TABLERO DEL PUENTE, INDICA CAMBIOS SIGNIFICATIVOS DE FUERZA EN UN CABLE O GRUPO DE CABLES EN PARTICULAR O CUANDO DESPUÉS DE REMOVER LA CUBIERTA DEL ANCLAJE, SE ENCUENTREN CONDICIONES TALES, QUE HAGAN NECESARIA LA REVISIÓN.

LOS RESULTADOS DE CUALQUIER REVISIÓN DEBERÁN SER REGISTRADOS EN LA FORMA CORRESPONDIENTE Y SERVIRÁN COMO BASE PARA CUALQUIER AJUSTE REQUERIDO EN LA FUERZA DEL CABLE EN CUESTIÓN.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.  
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

## **CURSO INSTITUCIONAL**

### **INSPECCION, MANTENIMIENTO Y REHABILITACION DE PUENTES**

**del 27 de octubre al 7 de noviembre de 1997**

**I. M. T.**

### **TIPOLOGIA DE PUENTES Y COMPONENTES ESTRUCTURALES**

**Palacio de Minería  
1997**

**CURSO DE CAPACITACION  
INSPECCION, MANTENIMIENTO Y REHABILITACION  
DE PUENTES**

**TIPOLOGIA DE PUENTES  
Y COMPONENTES ESTRUCTURALES**

*Palacio de Minería*

*Octubre de 1997*

# PUNTES.

## Clasificación.-

Por la naturaleza de la carga que soportan.

{ Carreteros  
Ferroviarios  
Ductos (cerrados o abiertos)  
Peatonales.

De acuerdo al trazo horizontal.

{ Normales  
Esviajados  
En curva (circular o espiral)

De acuerdo al trazo vertical.

{ Tangente (horizontal)  
Tangente (con pendiente)  
En curva vertical { Cresta  
o  
Columpio

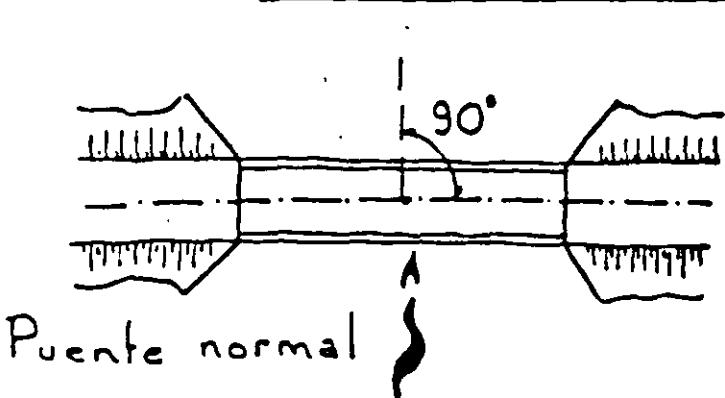
Por el material empleado.

{ De madera  
De mampostería  
De concreto { Reforzado { Pretensadas  
Presforzado { Postensadas  
De metal { Fierro  
Acero

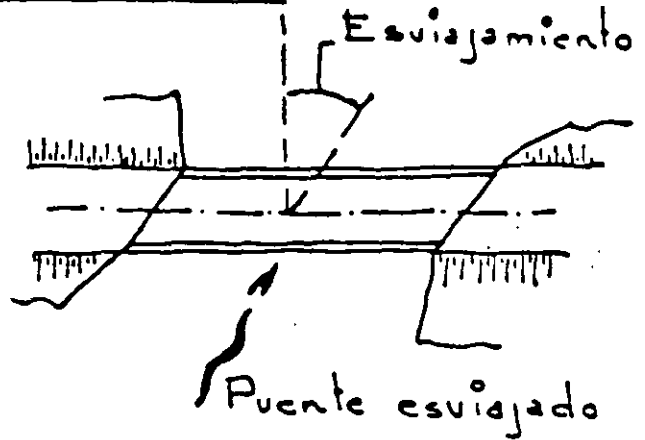
Por la movilidad e inmovilidad de la superestructura.

{ Fijo  
Móvil { Levadizo  
Giratorio  
Basculante  
Deslizante

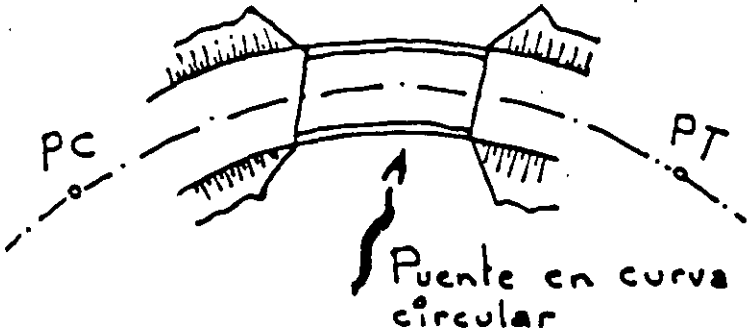
# TRAZO HORIZONTAL



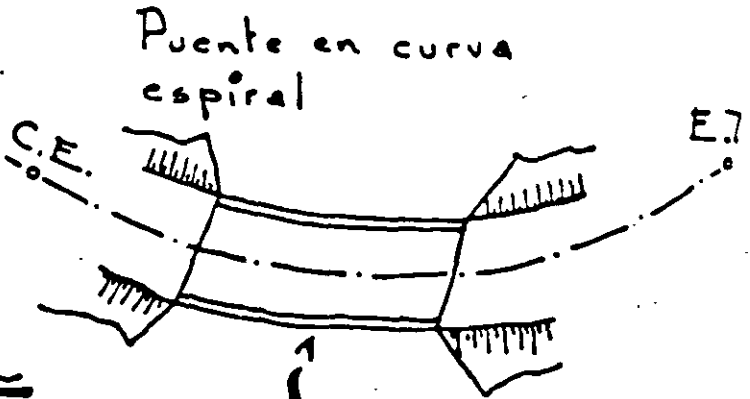
Puente normal



Puente esivajado



Puente en curva circular



Puente en curva espiral

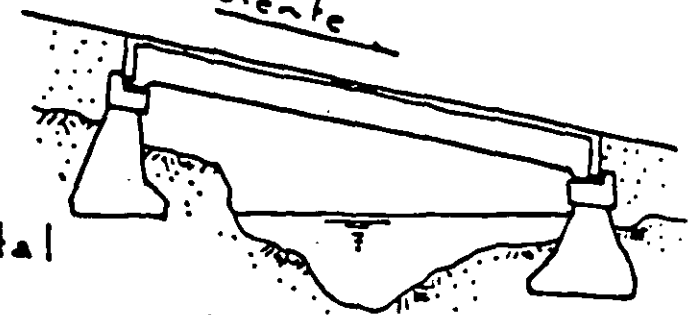
# TRAZO VERTICAL

Pendiente 0%

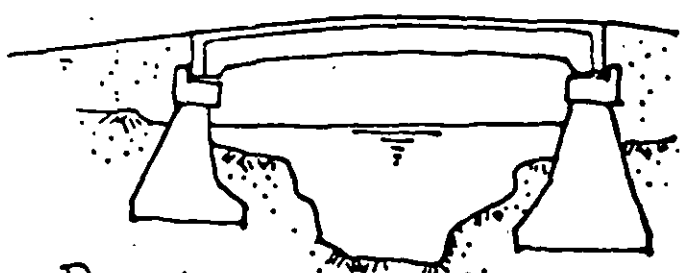


Puente en tangente horizontal

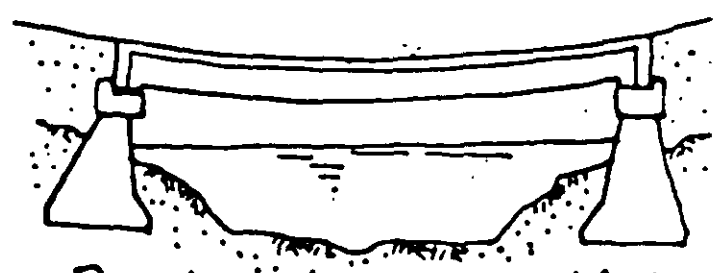
Pendiente



Puente en tangente inclinada

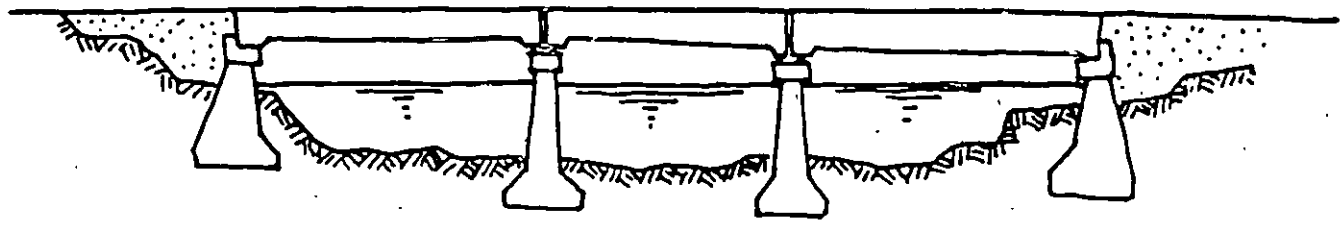


Puente en curva vertical (Cresta)

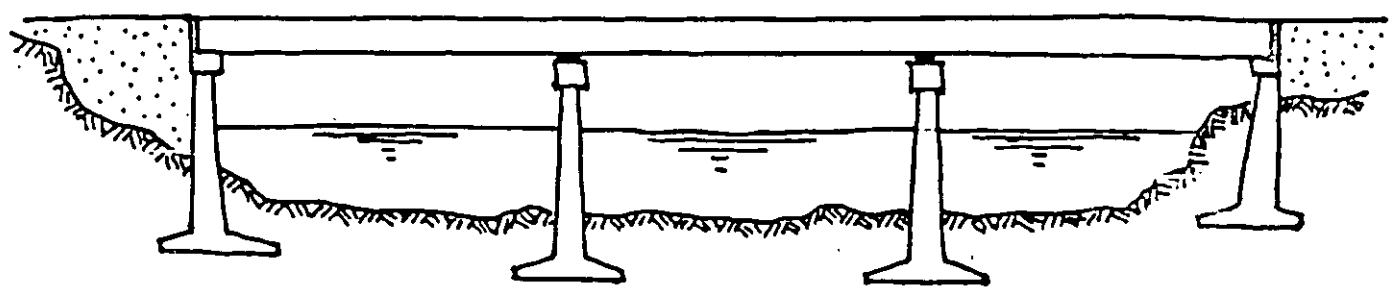


Puente en curva vertical (Columpio)

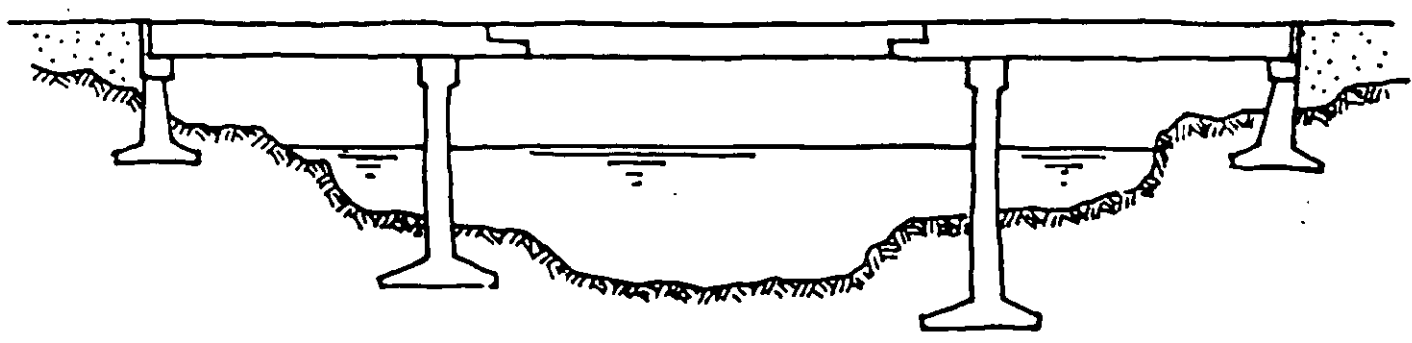
# TIPOS DE PUENTES



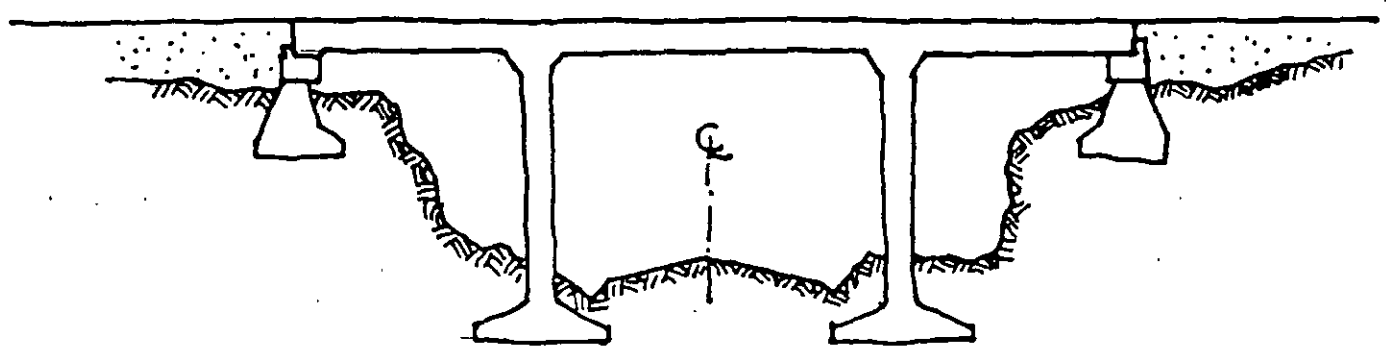
• Puente de tramos simplemente apoyados (Isostáticos)



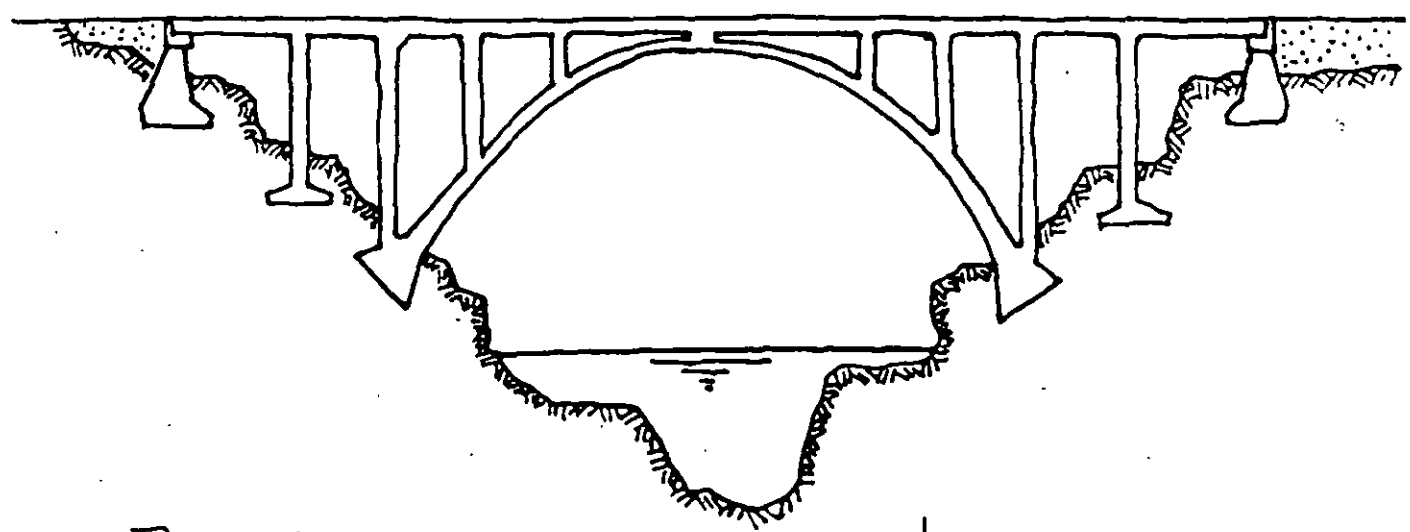
• Puente continuo (Hiperestático)



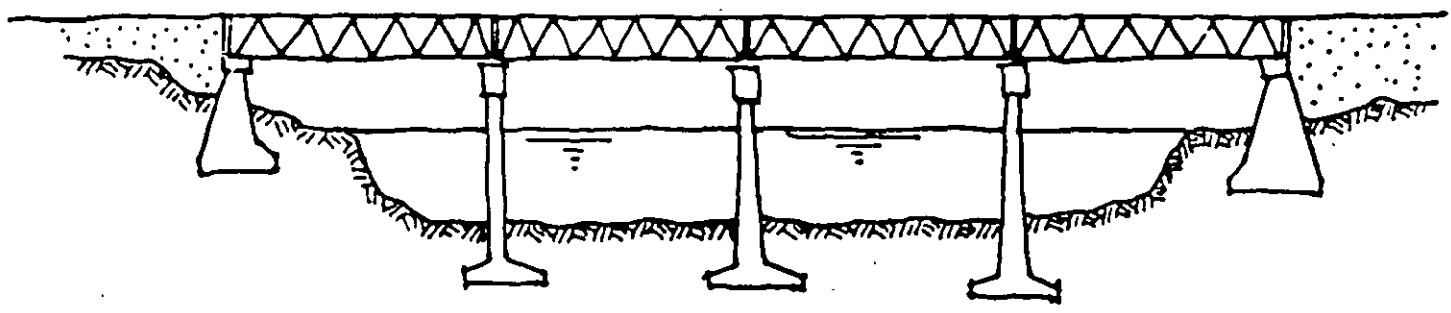
• Puente con tramo suspendido (Articulado)



• Puente de marco

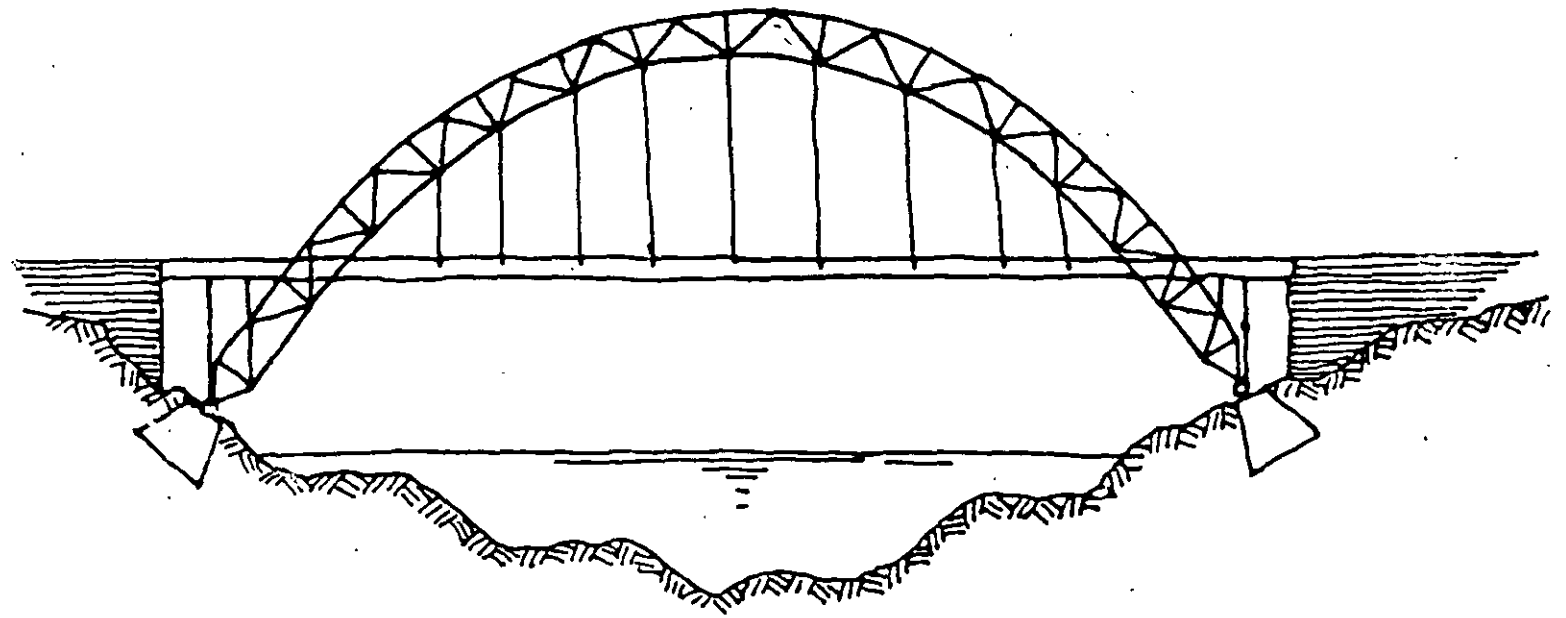


• Puente de arco con tímpanos

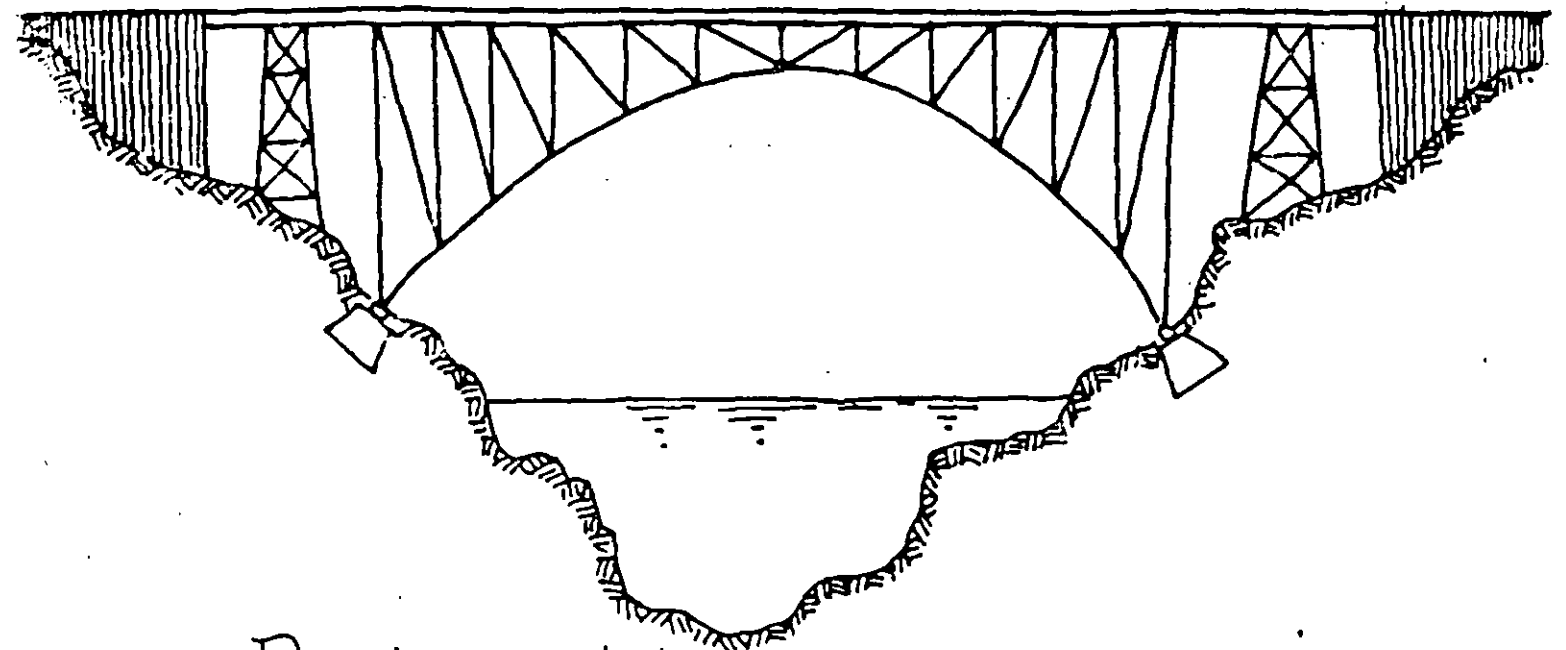


• Puente con tramos de armadura de acero simplemente apoyados

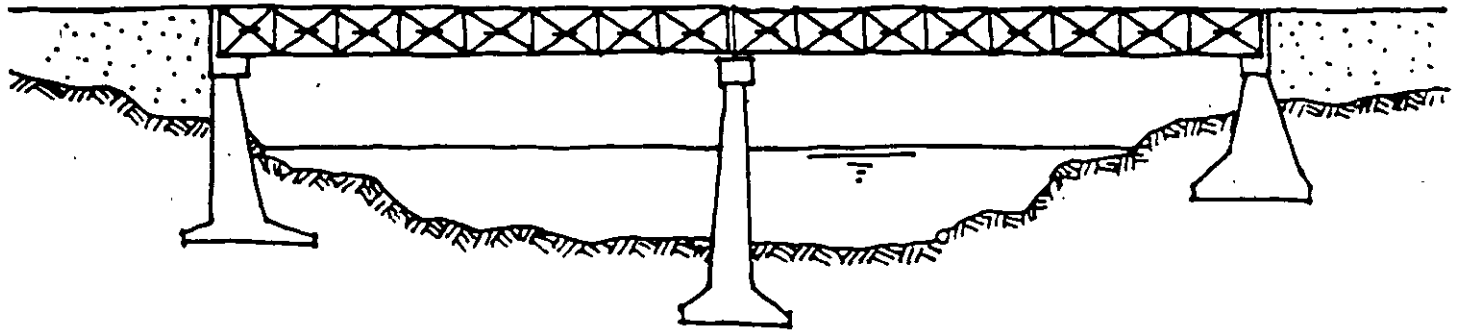




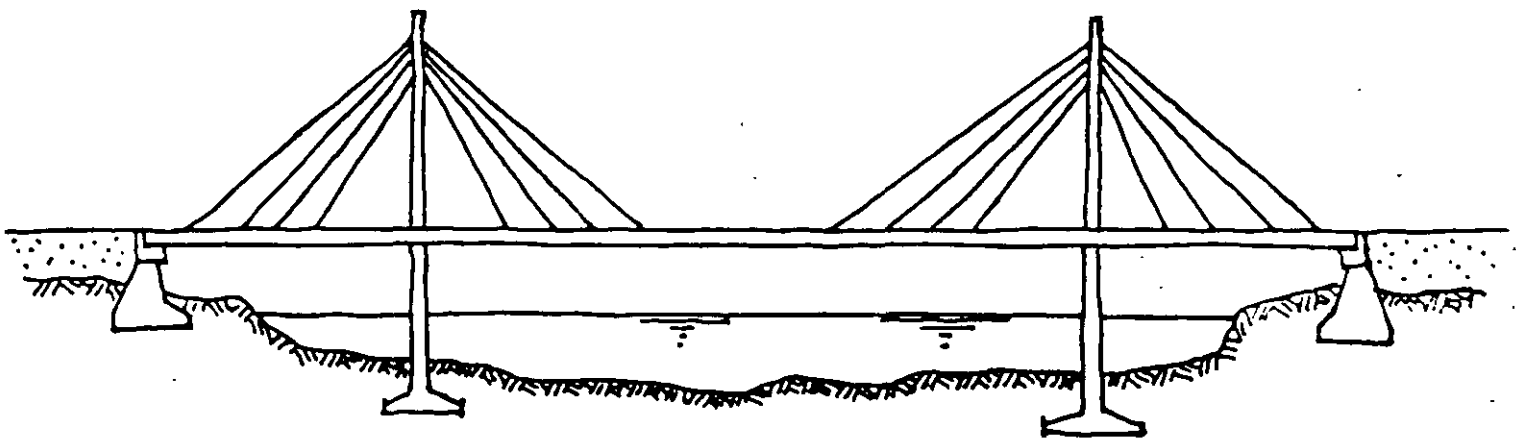
- Puente metálico de arco con 2 articulaciones. De paso a través



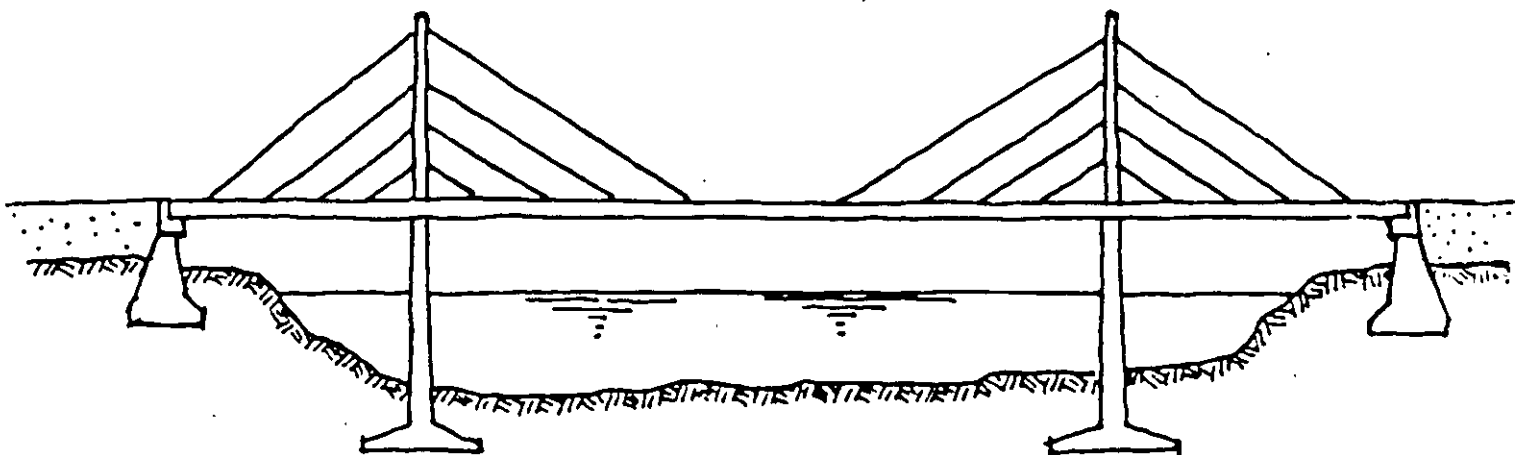
Puente metálico de arco con tres articulaciones. Paso superior



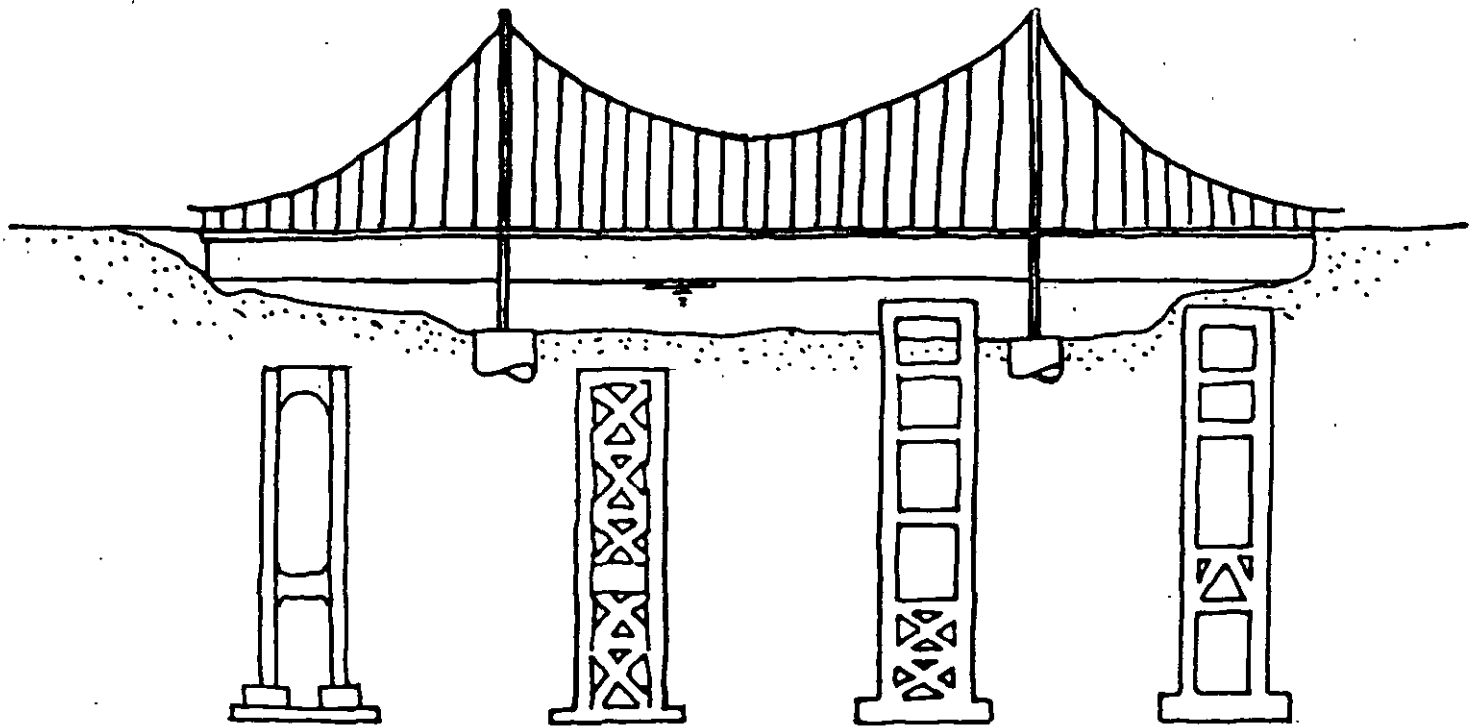
Puente de estructura espacial (tridilosa)



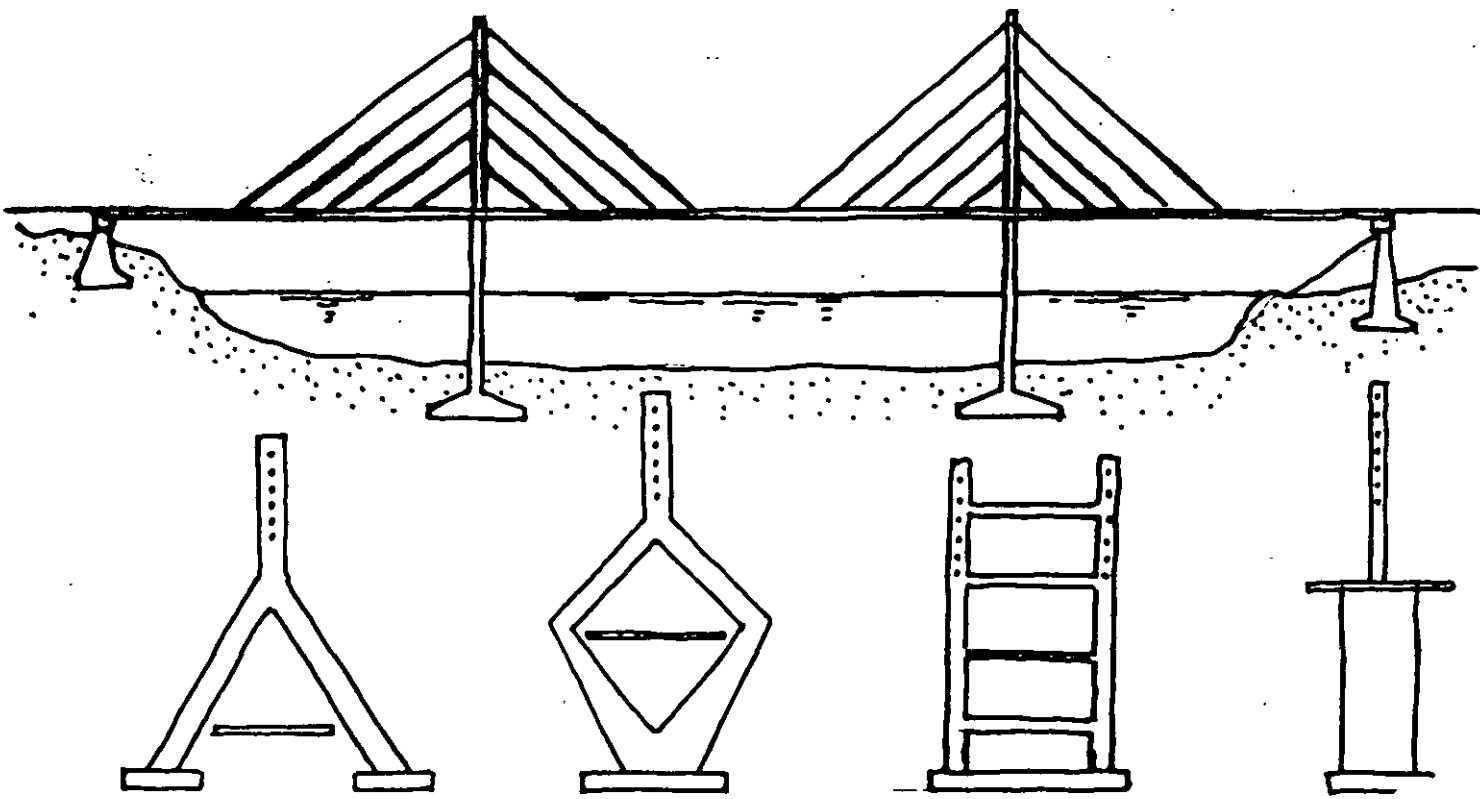
Puente atirantado con cables convergentes



Puente atirantado con cables en arpa



TÍPO DE TORRES DE PUENTES COLGANTES



TÍPO DE TORRES DE PUENTES ATIRANTADOS

## Claros máximos en puentes

### Puentes colgantes.-

"Humbert River" Claro = 1396.00m

Inglaterra

"Verrazano-Narrow" Claro = 1298.50m

E.U.A.

"Golden Gate"

Claro = 1280.16m

E.U.A.

### Puentes atirantados.-

"Normandía"

Claro = 856.00m

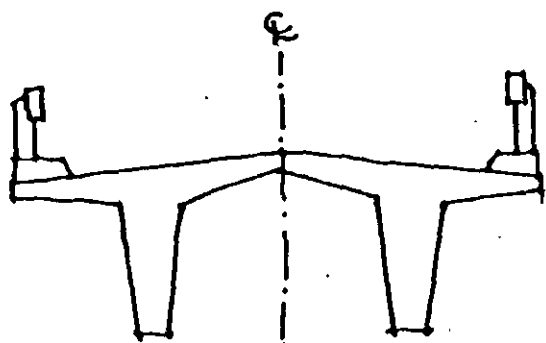
Francia

"Tatara"

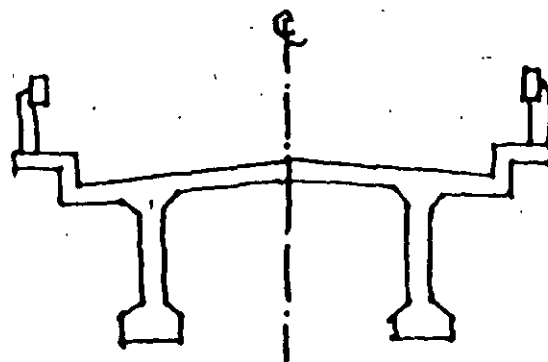
Claro = 890.00m

Japón

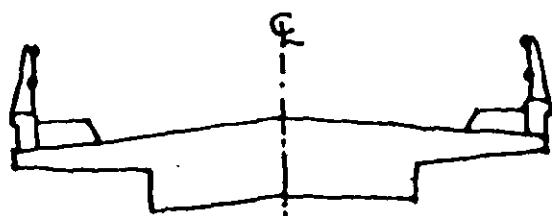
# TIPOS DE SUPERESTRUCTURAS.-



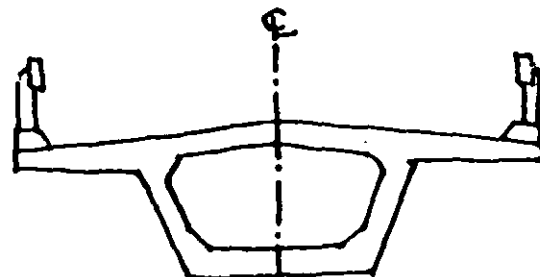
Losa nervurada < 32m



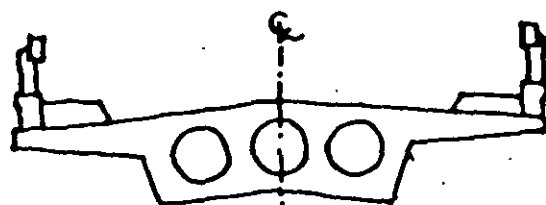
Losa nervurada < 32m



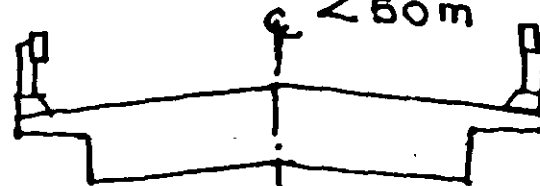
Losa diptera maciza < 15m



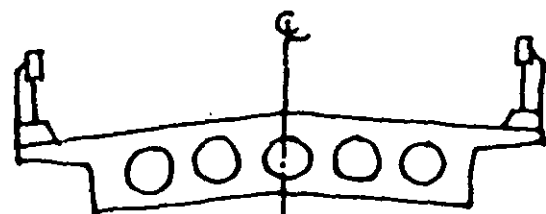
Losa sección cajón < 50m



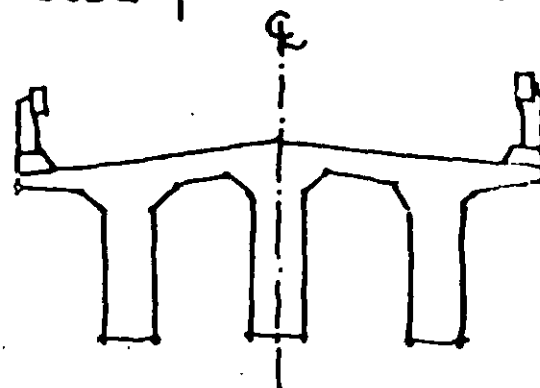
Losa diptera aligerada < 19m



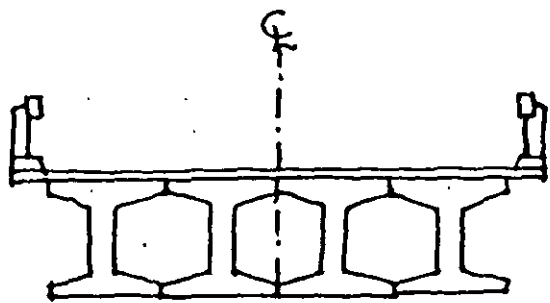
Losa plana maciza < 11m



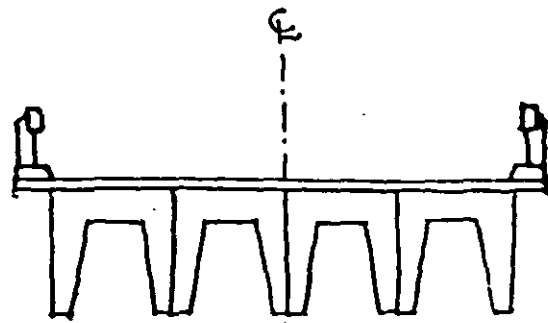
Losa plana aligerada < 18m



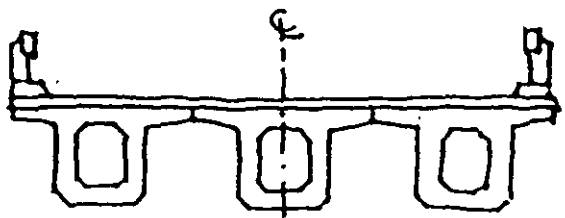
Losa con varias nervaduras < 15m



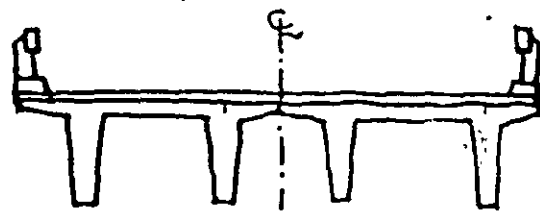
Vigas I < 20m  
Presforzadas



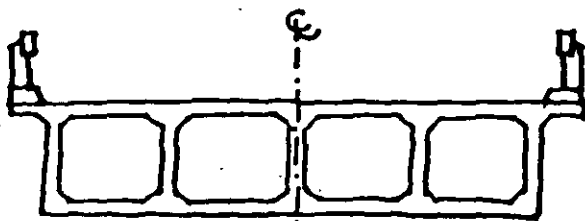
Canales < 10m  
Presforzadas



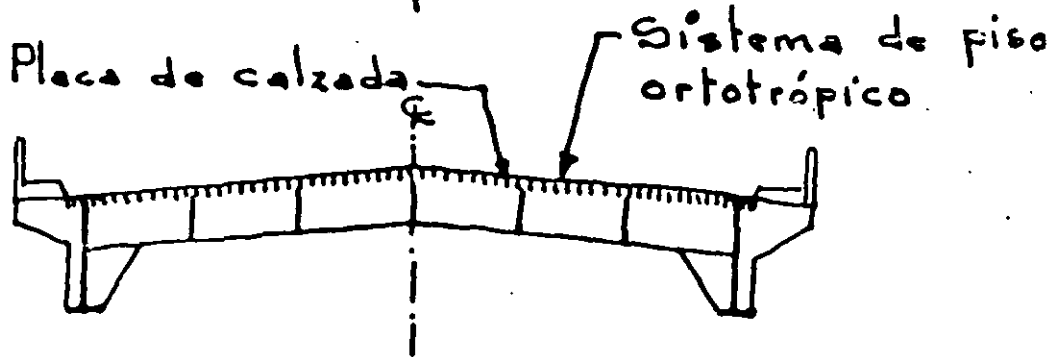
Vigas de cajón < 25m  
Presforzadas



Vigas doble "T" < 12m

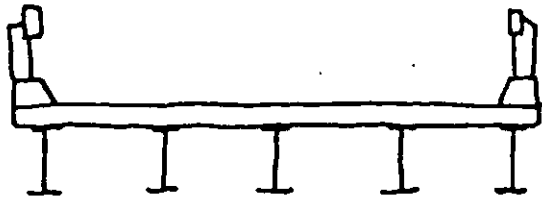


Cajón múltiple < 50m

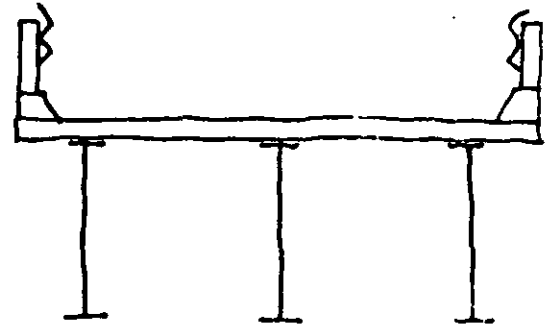


Placas de acero soldadas  
< 140m

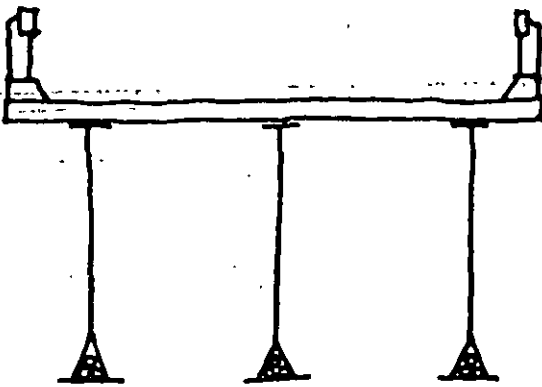
# SISTEMAS PORTANTES DE LOSAS DE PISO



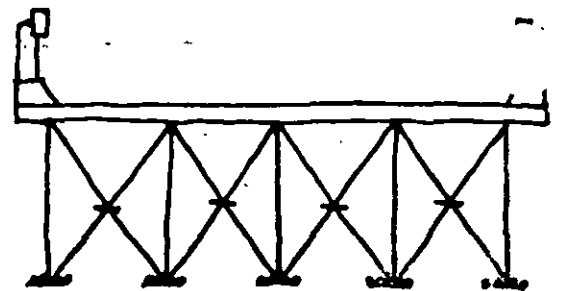
Losas sobre viguetas  
< 15m



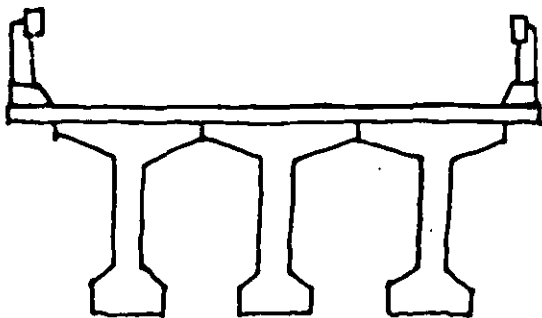
Vigas de placas de acero  
soldadas < 50m



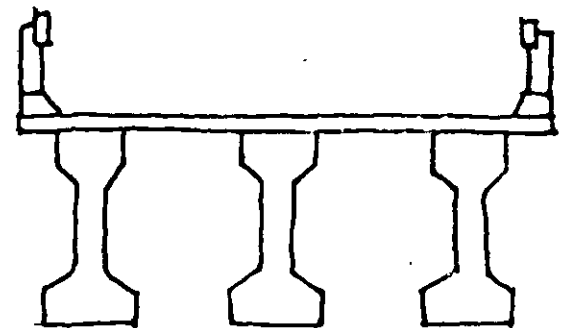
Trabes de acero  
presforzadas < 70m



Estructura espacial  
(tridilosa) < 70m

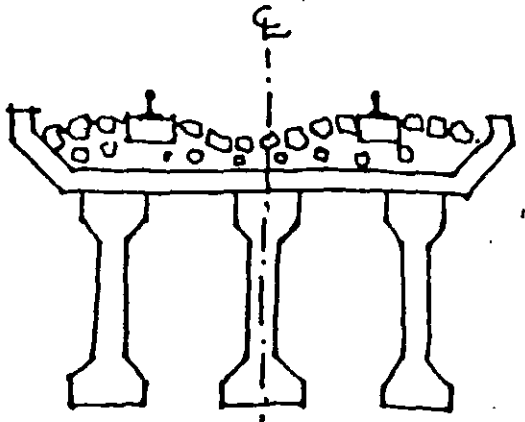


Vigas "T" presforzadas  
< 45m

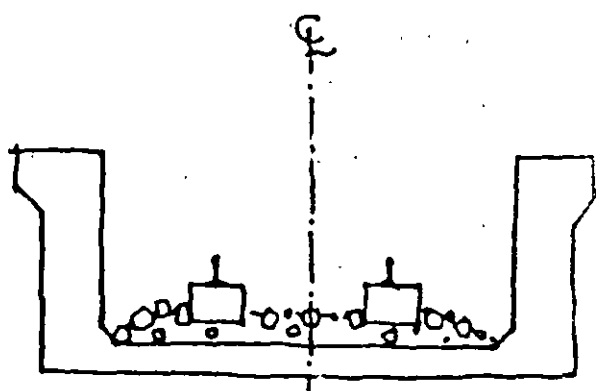


Vigas "I" presforzadas  
< 30m

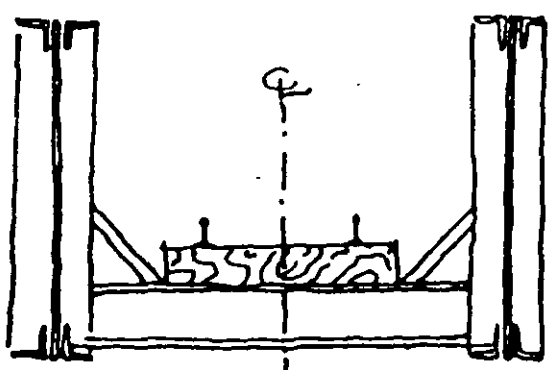
# SUPERESTRUCTURAS DE FERROCARRIL.-



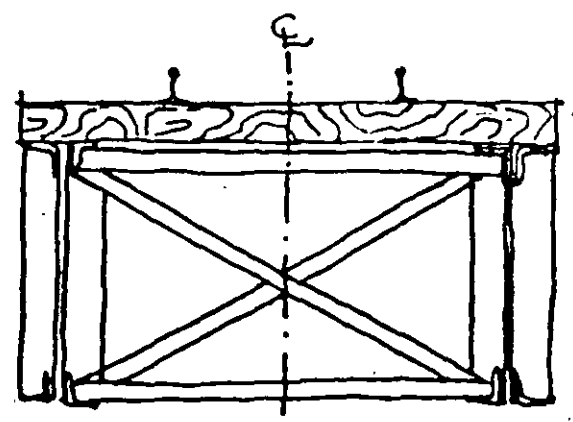
Vigas "I" Postensadas



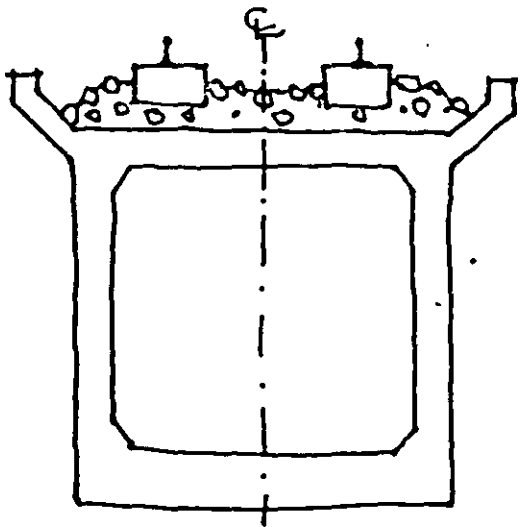
Paso a través



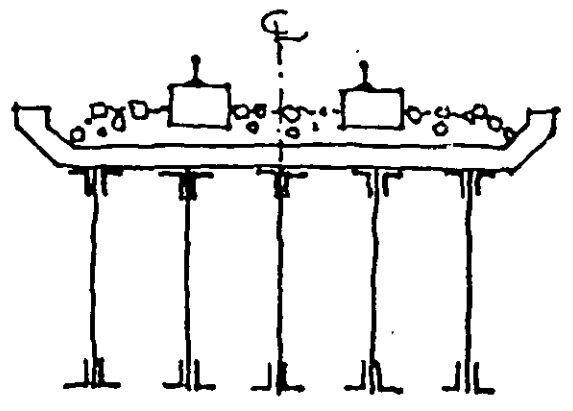
Paso a través



Paso Superior



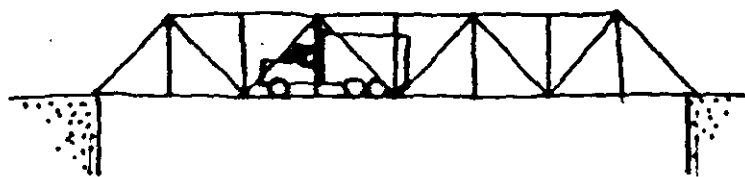
Cajón presforzado



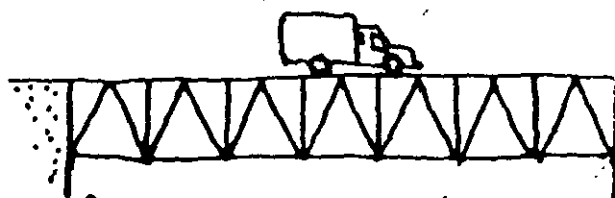
Estructura mixta



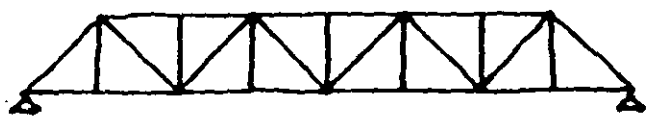
# ARMADURAS.-



Armadura de paso a través



Armadura de paso superior



tipo Warren



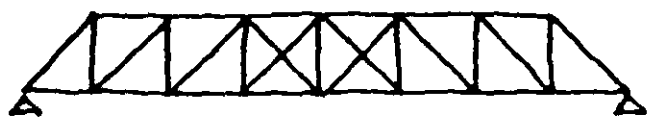
tipo Pratt



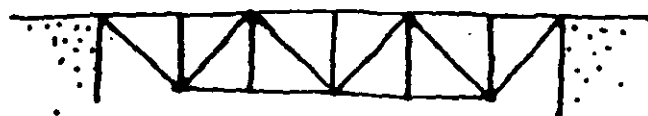
tipo Warren



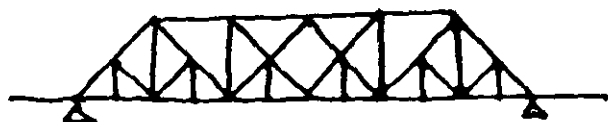
tipo Pratt



tipo Howe



tipo Warren

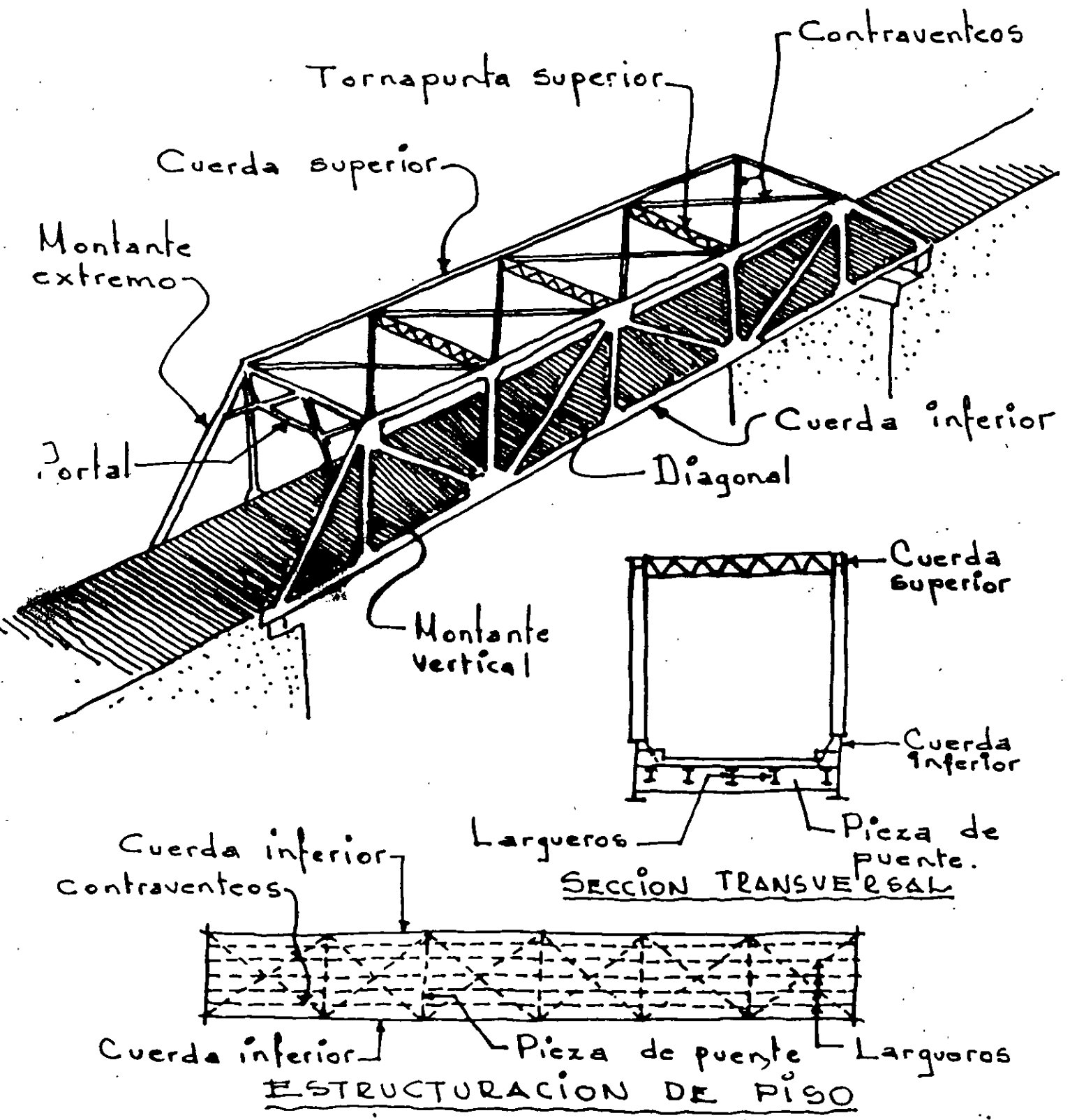


tipo Baltimore

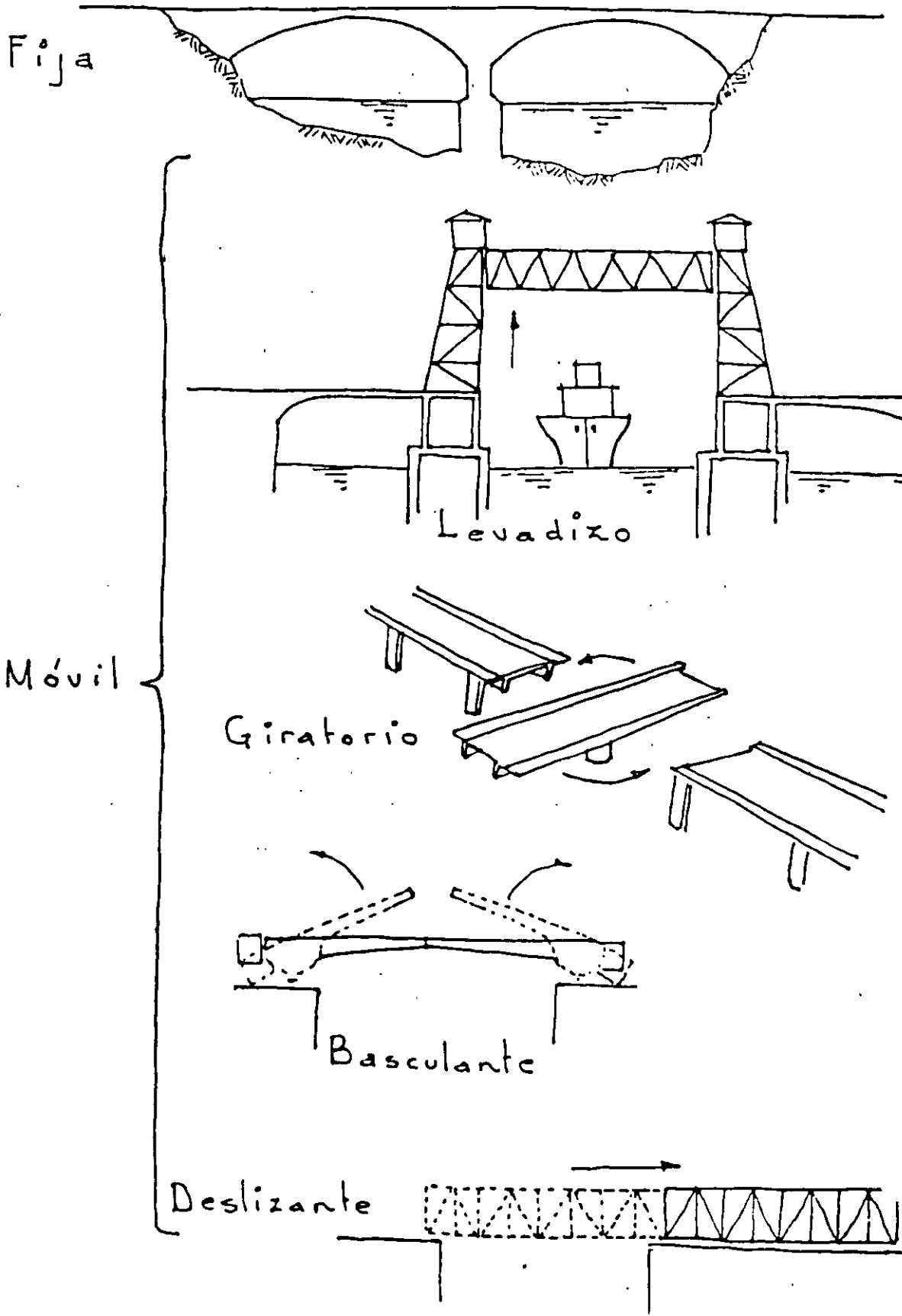


tipo "K"

# PUENTE DE ARMADURA DE PAÑO A TRAVES

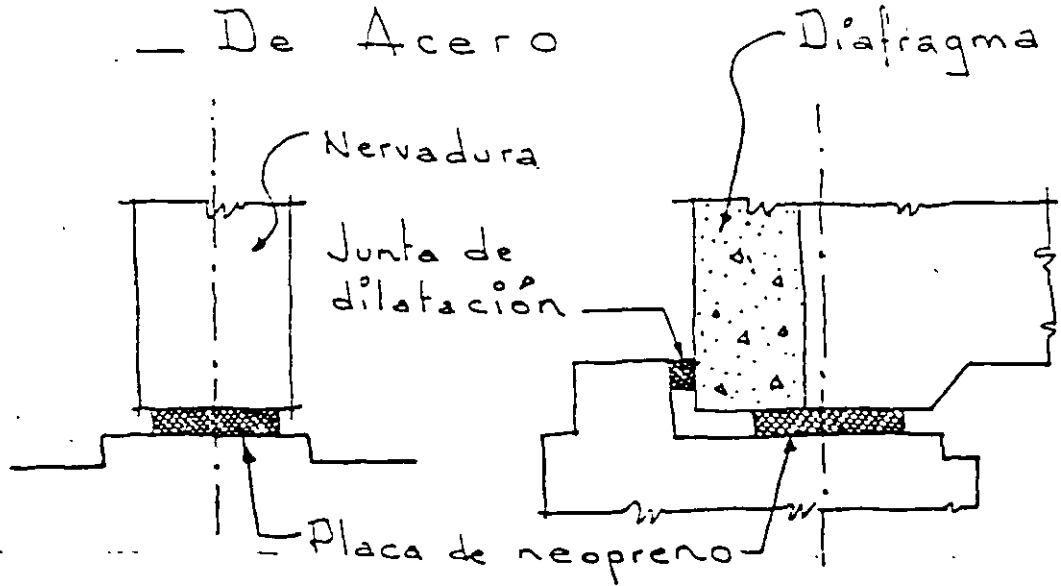


# SUPERESTRUCTURA.

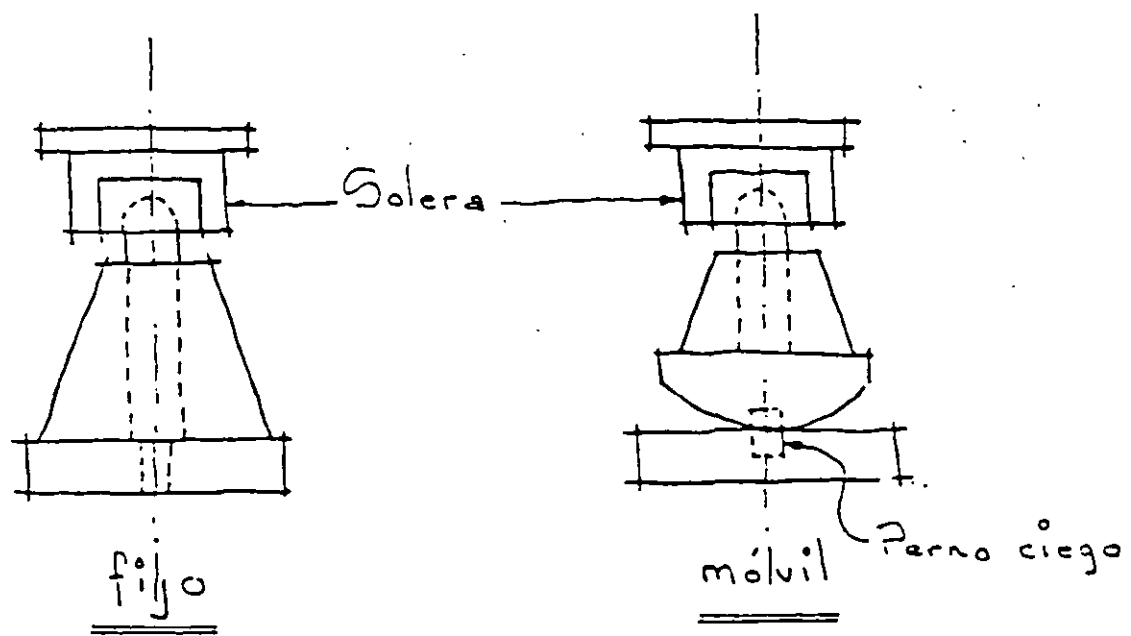


# APOYOS

- De Neopreno
- De Acero



## APOYOS DE NEOPRENO

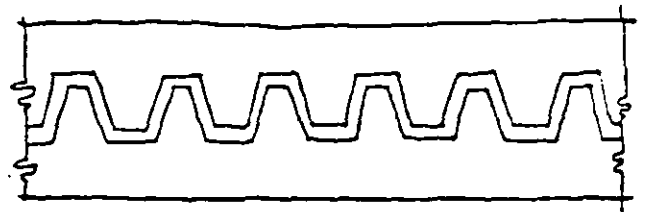
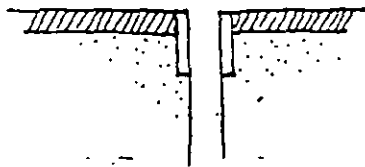


## APOYOS DE ACERO

# JUNTAS DE DILATACION

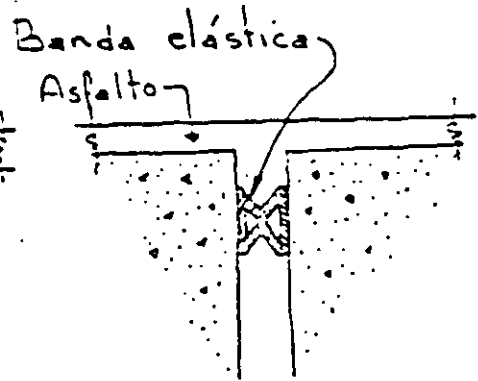
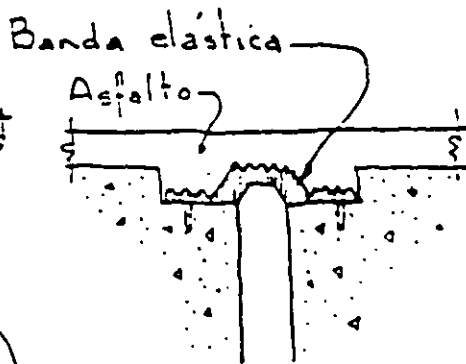
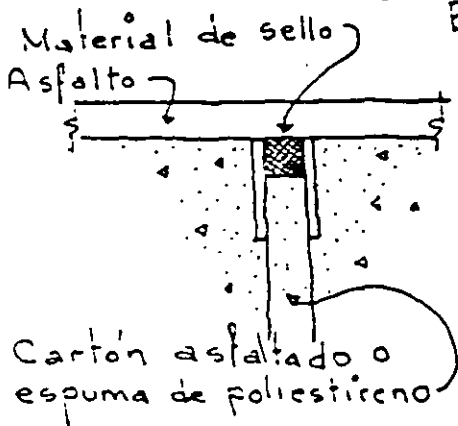
JUNTAS {  
Abiertas  
Selladas  
Tapadas

## Abierta

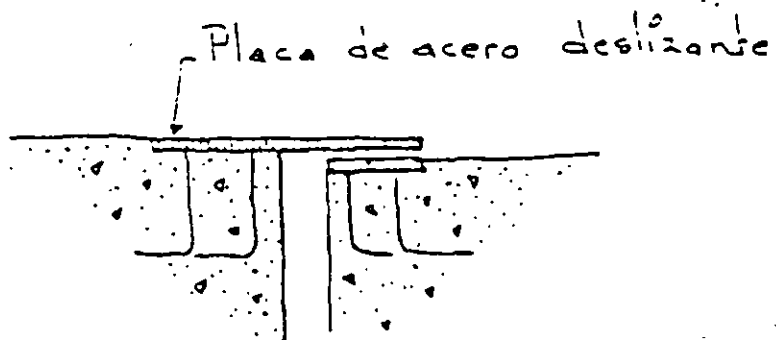


DENTADA

## Sellada



## Tapada

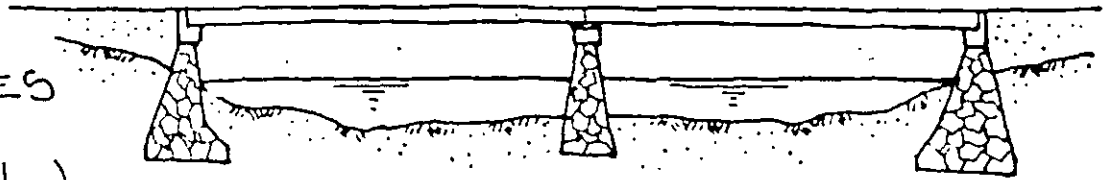


# SISTEMAS DE CIMENTACIÓN

CIMENTOS  
SOMEROS O  
SUPERFICIALES

(Estribos y pila)

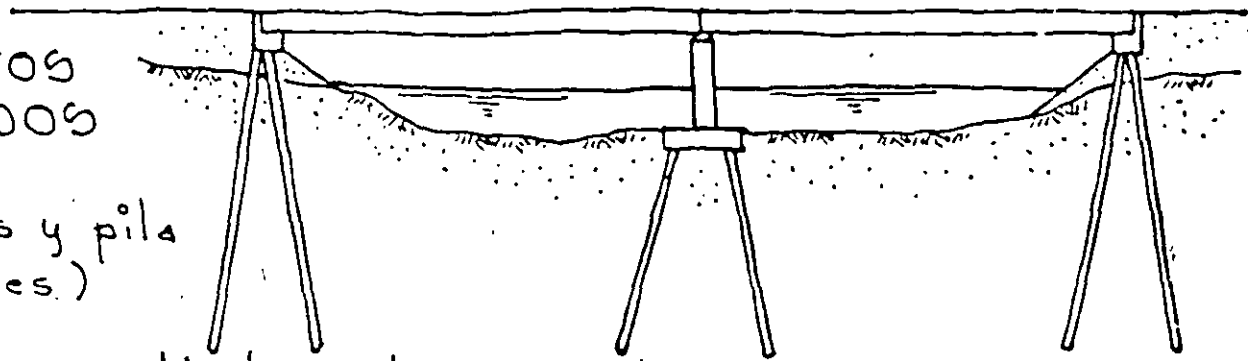
Material: concreto armado y mampostería



CIMENTOS  
PROFUNDOS

(Caballetes y pila  
obre pilotes.)

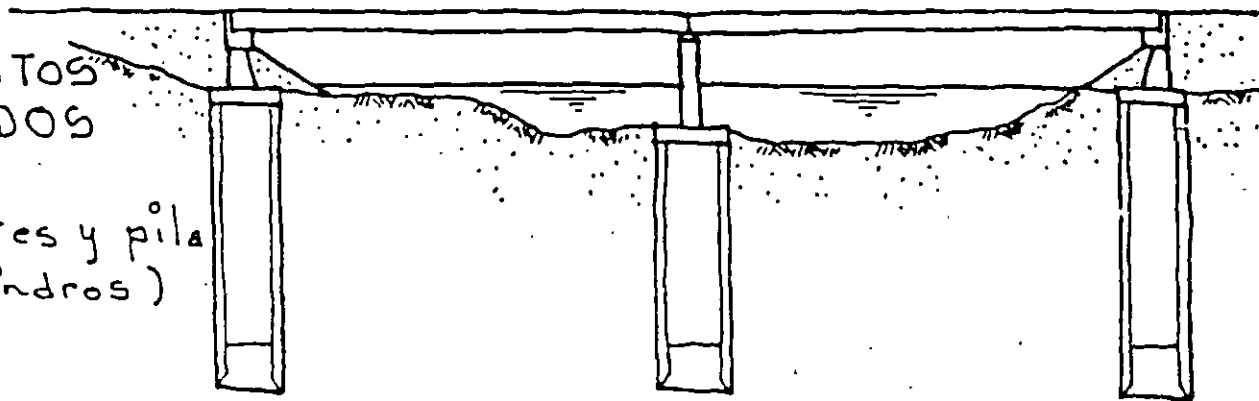
Material: concreto armado



CIMENTOS  
PROFUNDOS

(Caballetes y pila  
sobre cilindros)

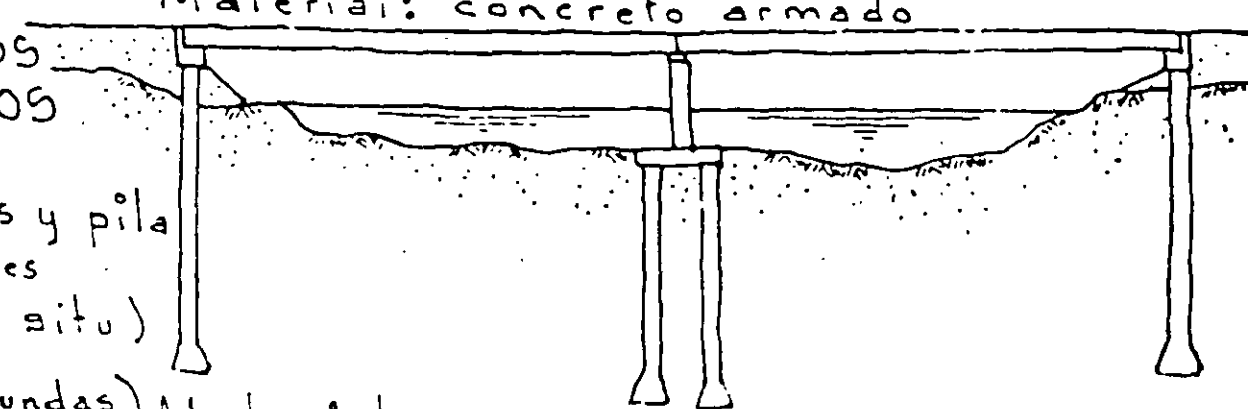
Material: concreto armado

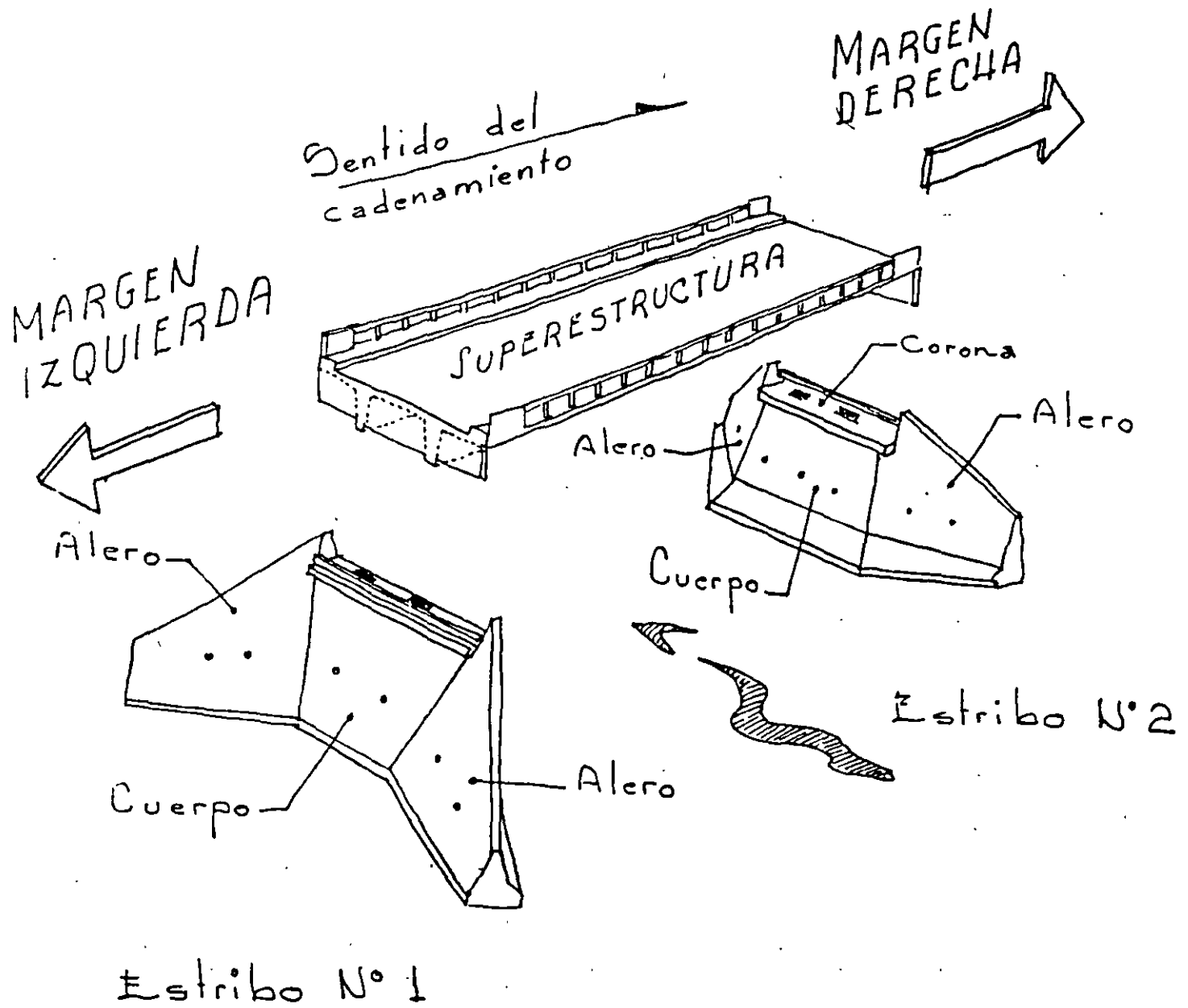


CIMENTOS  
PROFUNDOS

(Caballetes y pila  
obre pilotes  
colados in situ)

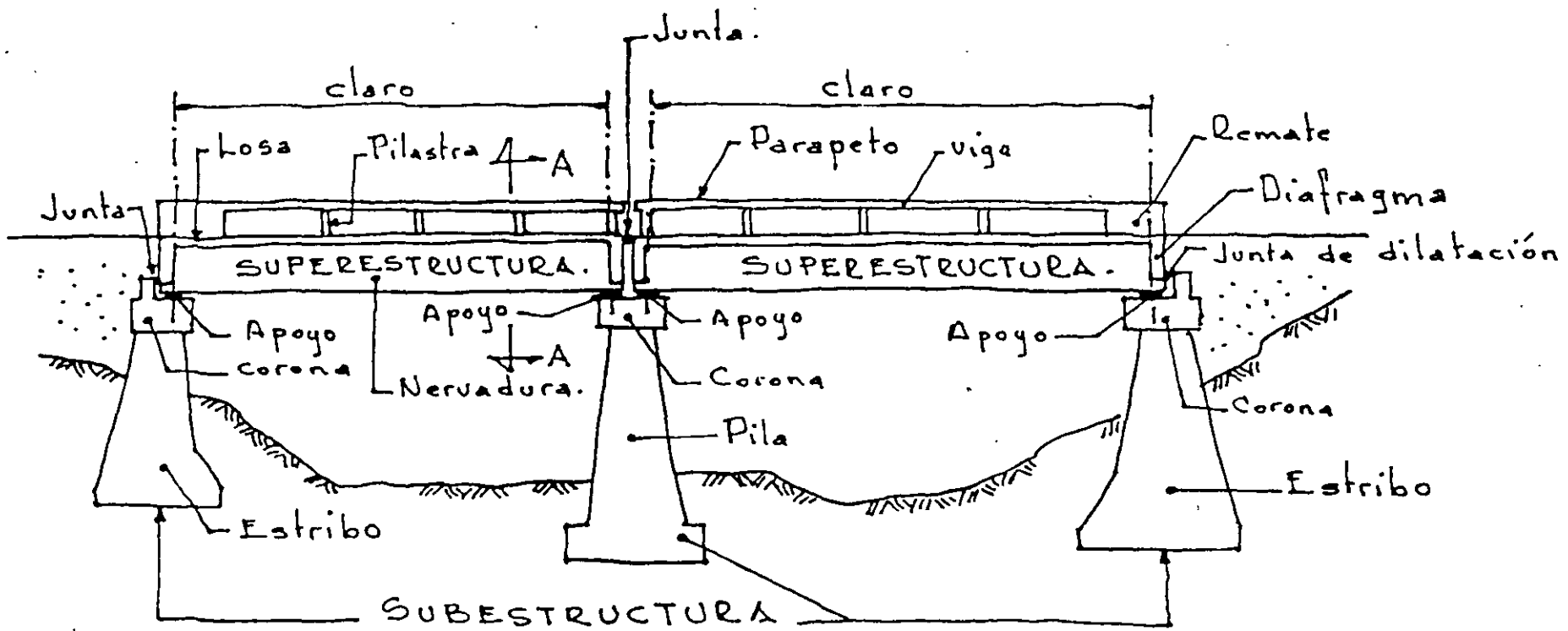
(pilas profundas) Material: concreto armado



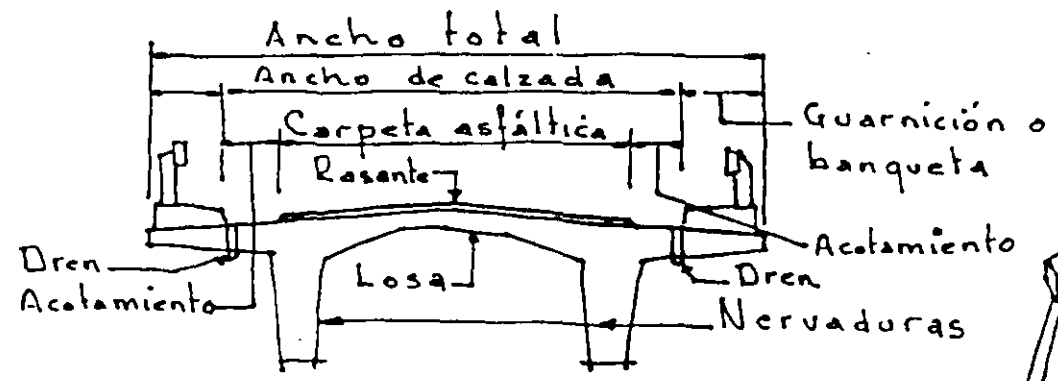


SUPERESTRUCTURA... 1 Tramo de losa nervurada

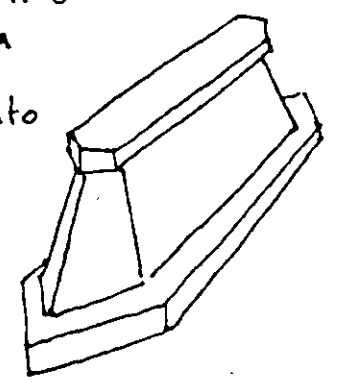
SUBESTRUCTURA... 2 Estribos de mampostería



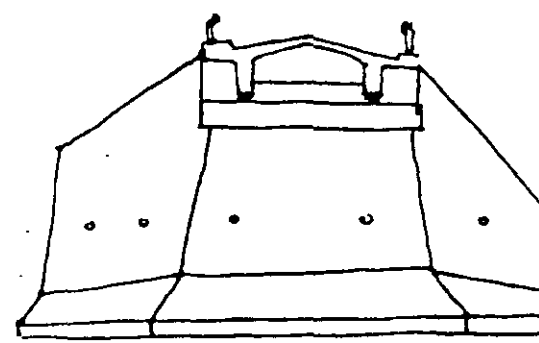
CORTE ELEVACION POR EL EJE DEL CAMINO



CORTE A-A TRANSVERSAL DE SUPERESTRUCTURA.



PILA.



ESTRIBO (Vista frontal)



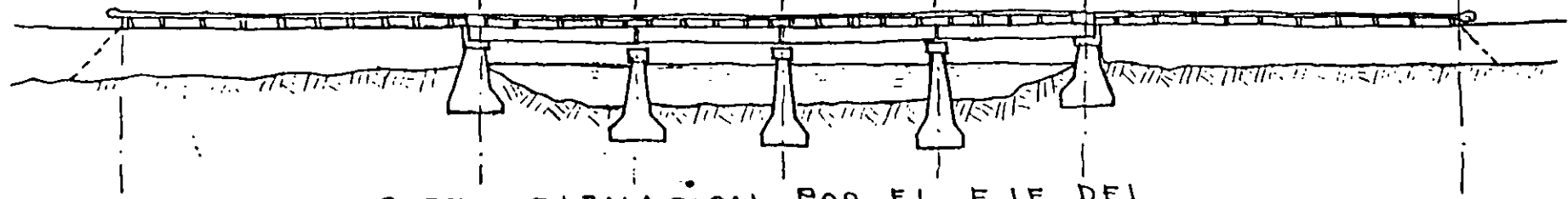
A DURANGO

A ZACATECAS

Margen Izquierda

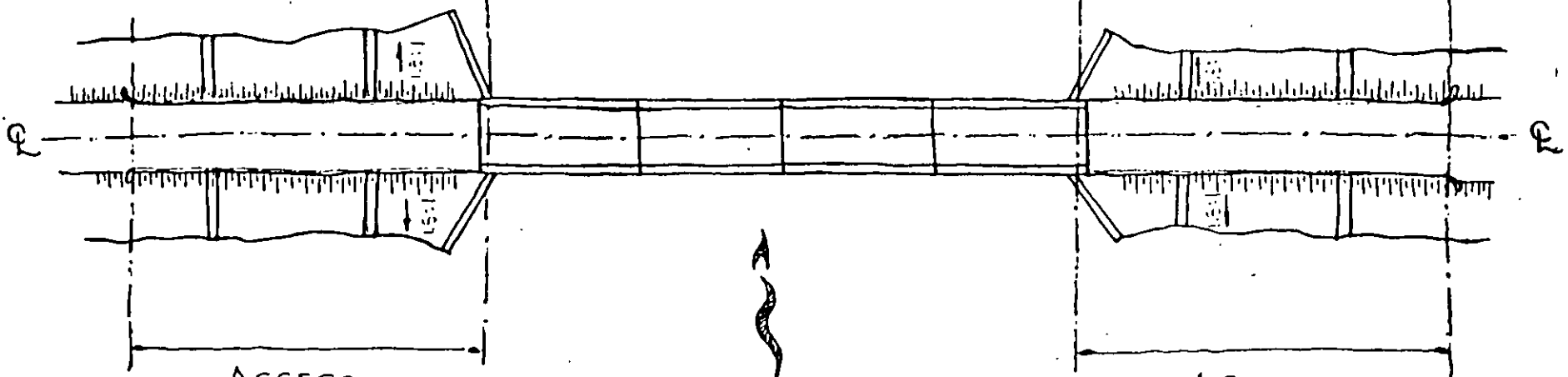
Margen derecha

① ② ③ ④ ⑤



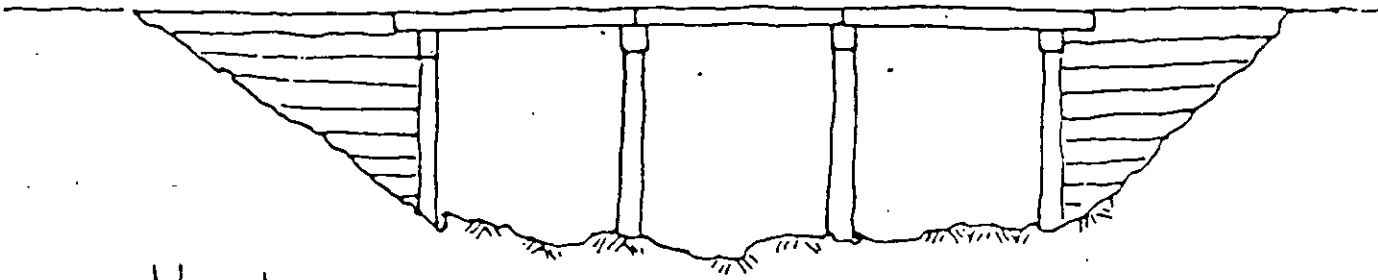
CORTE ELEVACION POR EL EJE DEL CAMINO

LONGITUD DEL PUENTE...

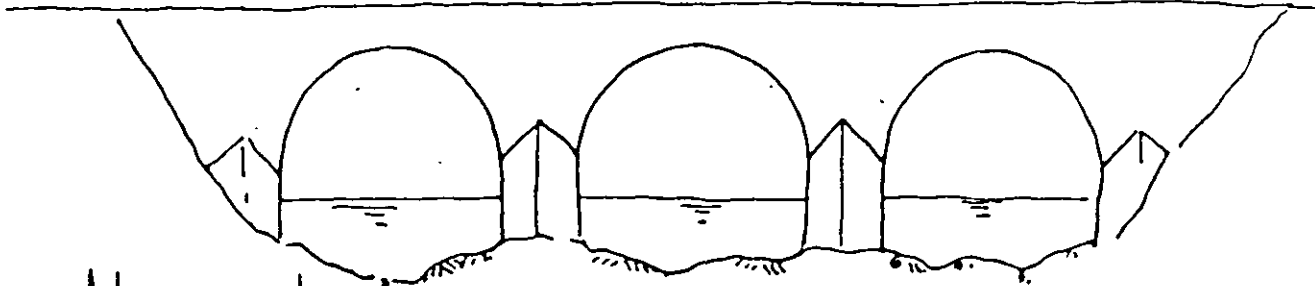


PLANTA.

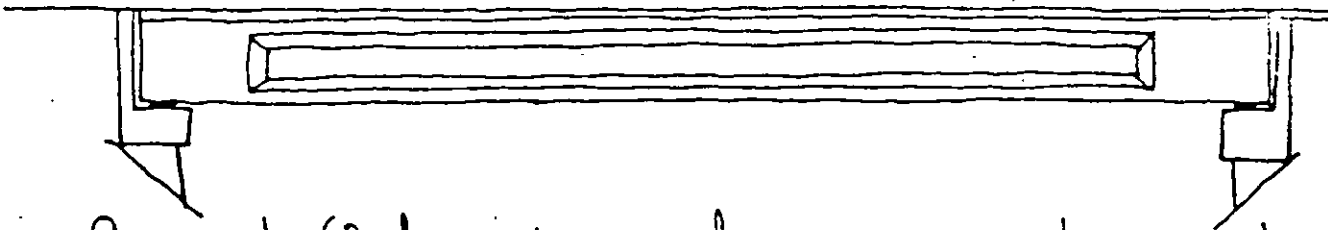
# MATERIAL EMPLEADO



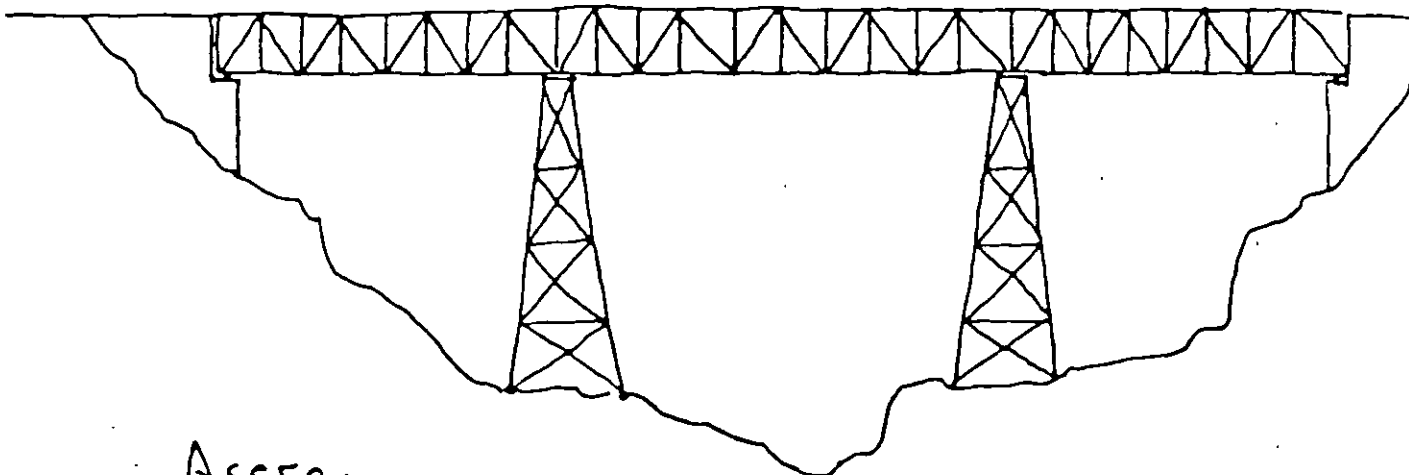
Madera.



Mamposteria.

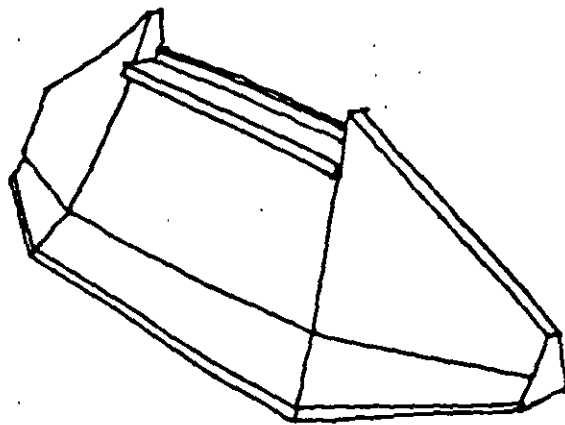


Concreto (Reforzado, presforzado o postensado).

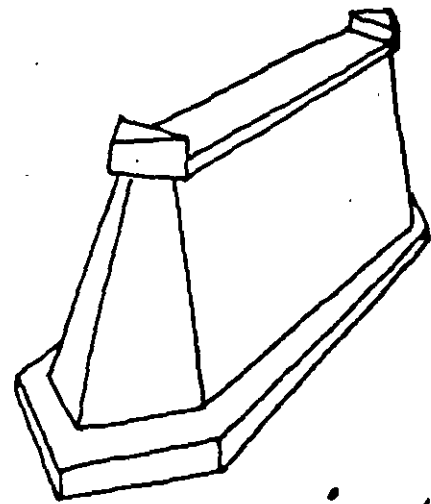


Acero.

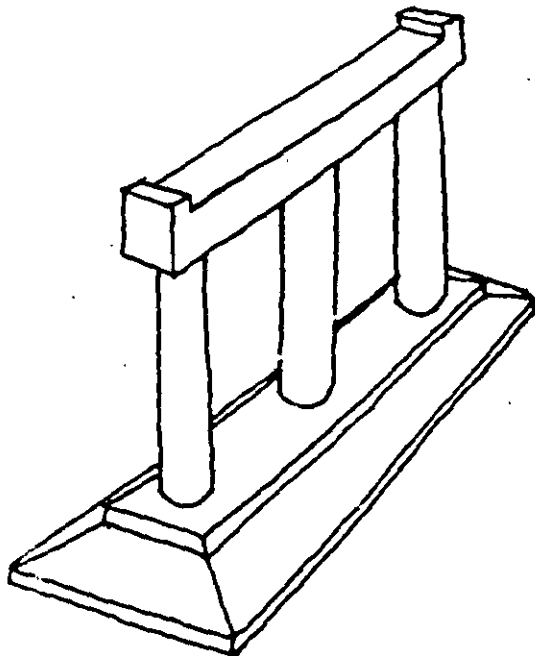
# SUBESTRUCTURAS



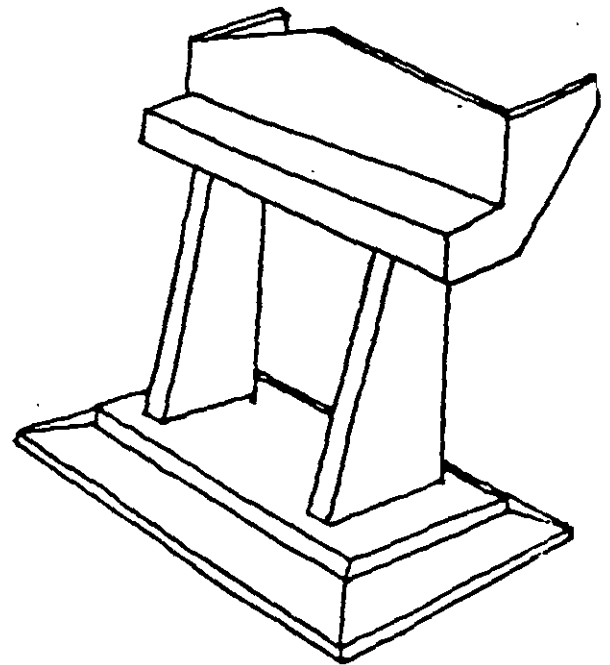
ESTRIBO



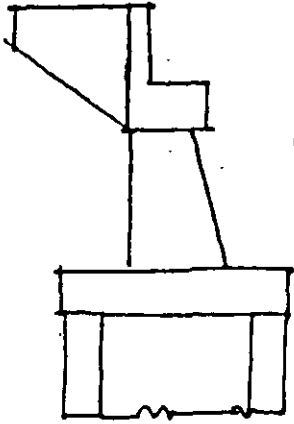
PILA



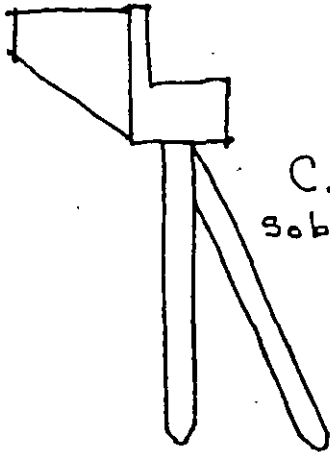
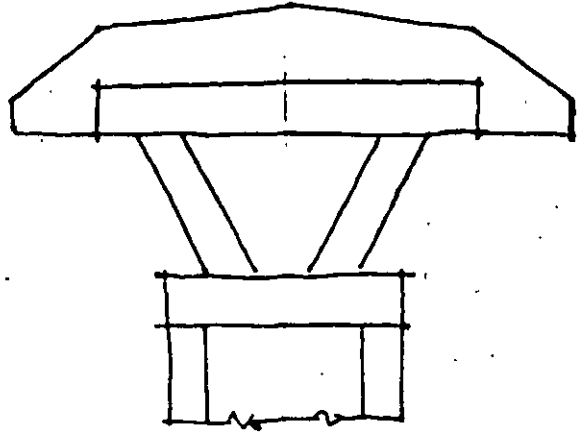
PILA



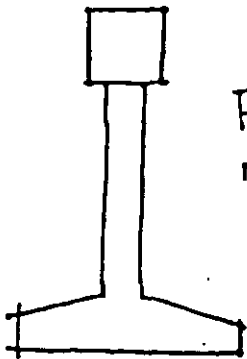
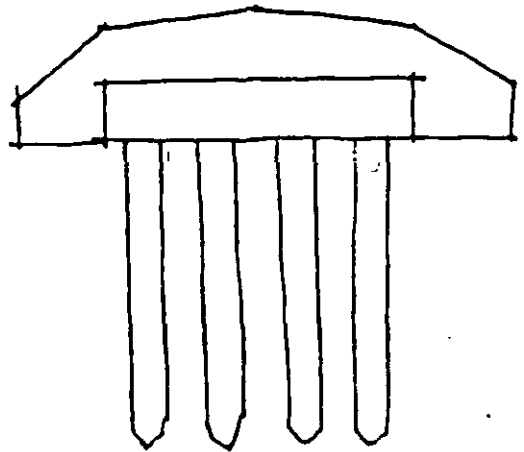
CABALLETE



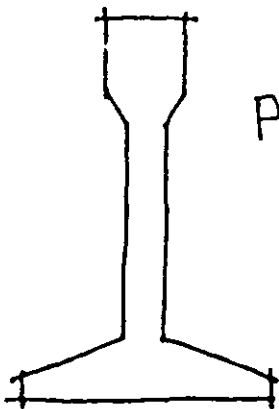
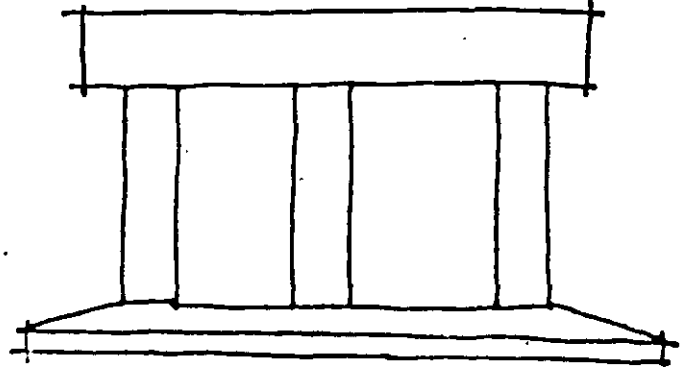
CABALLETE  
SOBRE  
CILINDRO



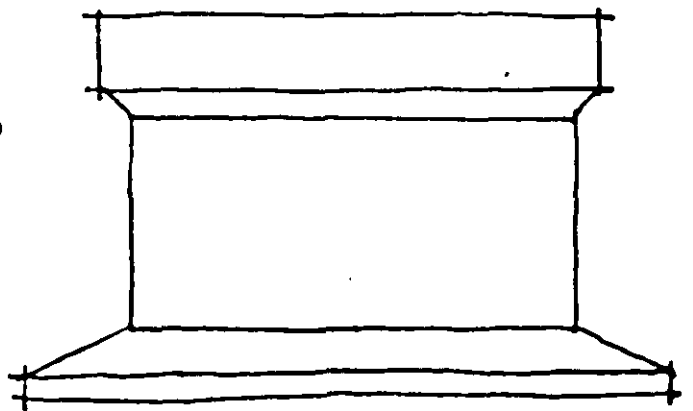
Caballete  
sobre pilotes



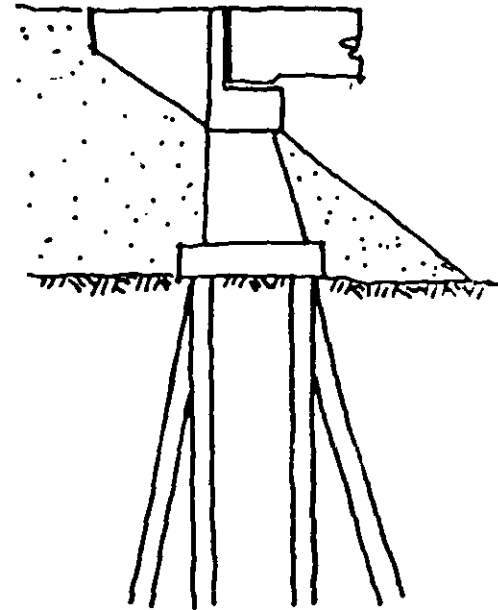
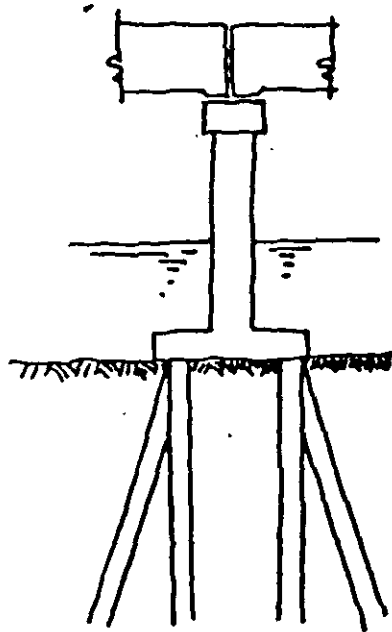
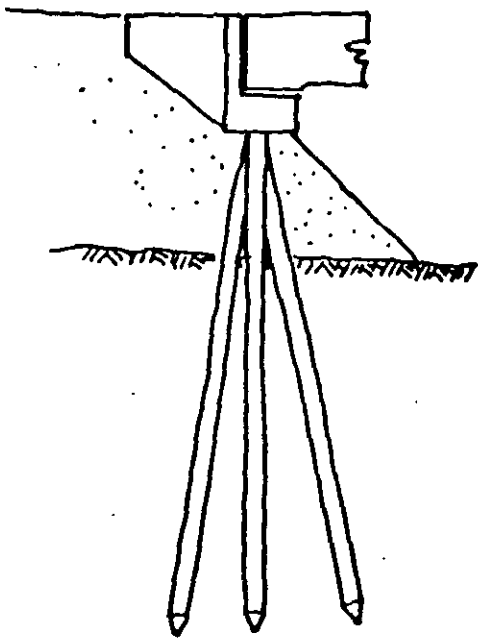
Pila de  
marco.



Pila muro

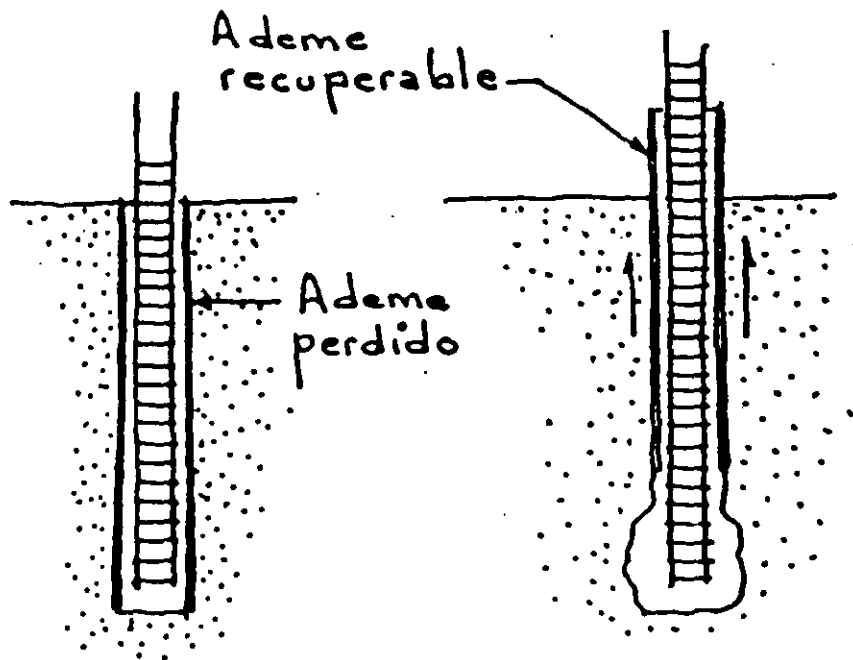
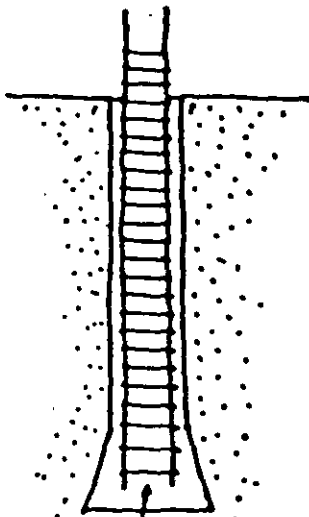


# PILOTES



PILOTES

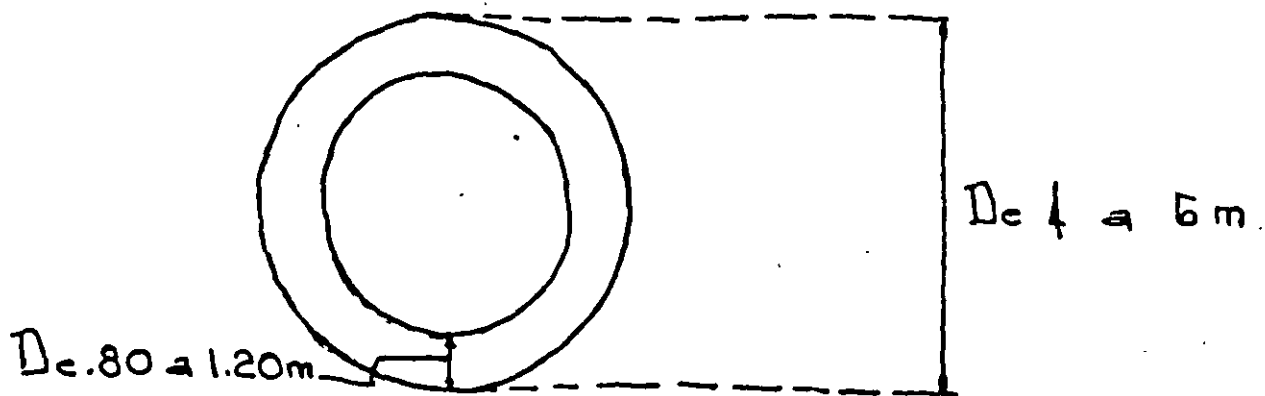
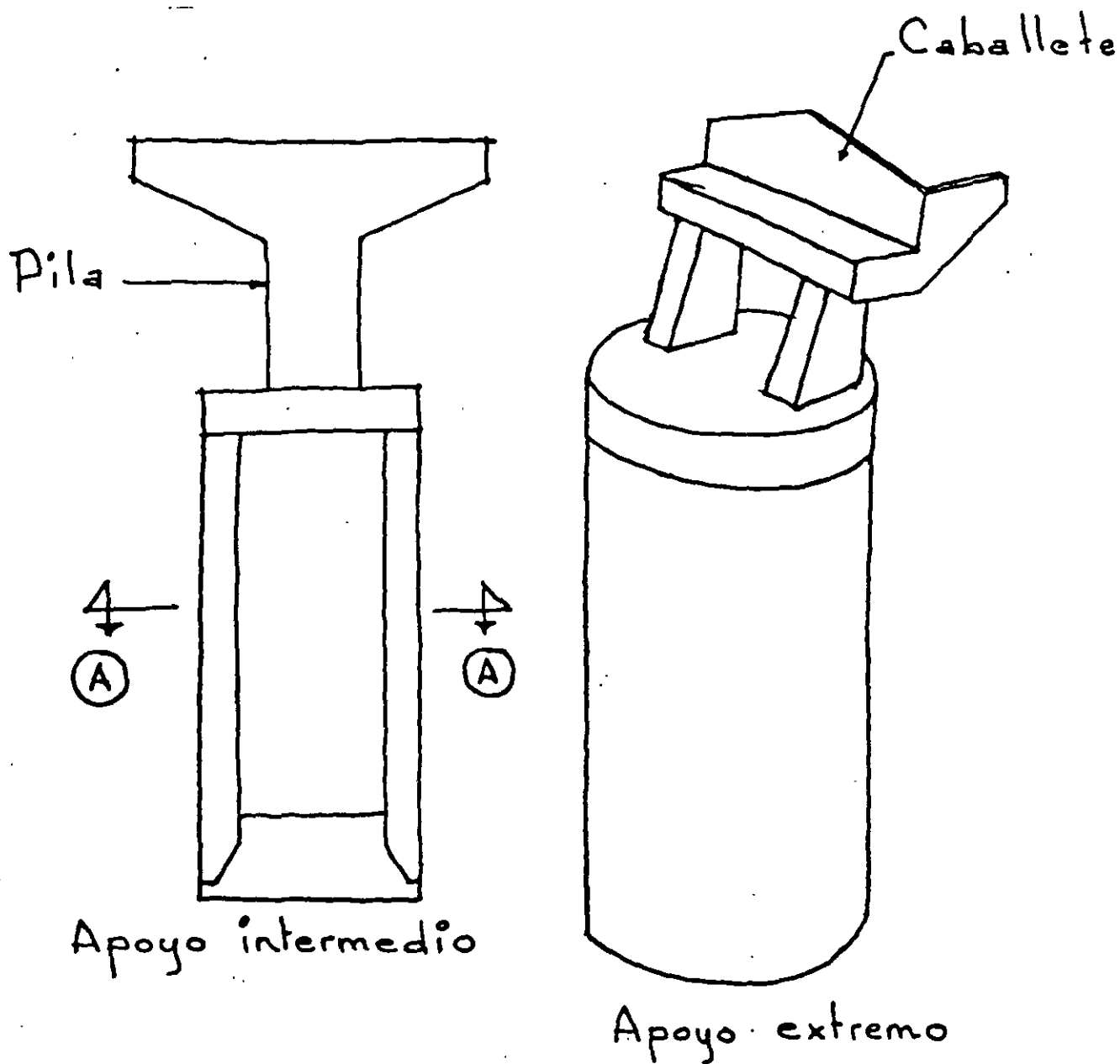
PRECOLADOS..

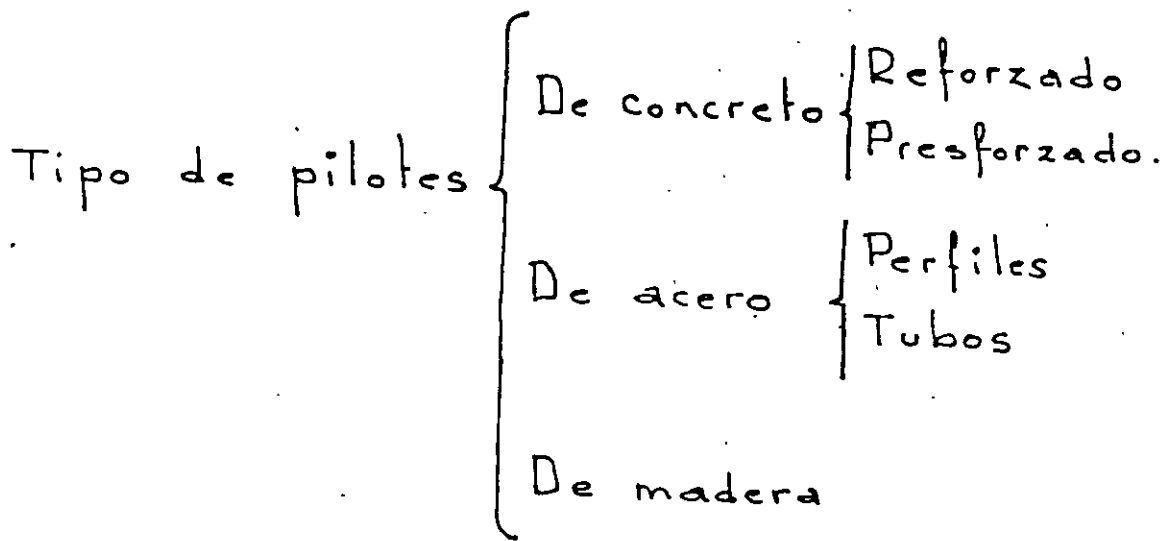


Campana

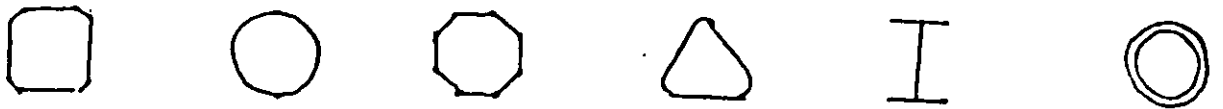
PILOTES COLADOS EN SITIO

# CILINDROS



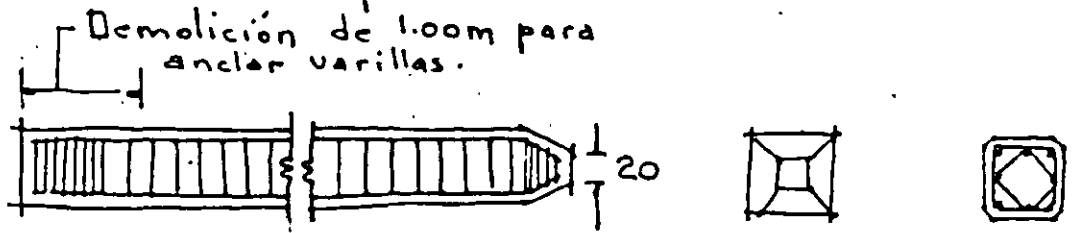


Secciones usuales.

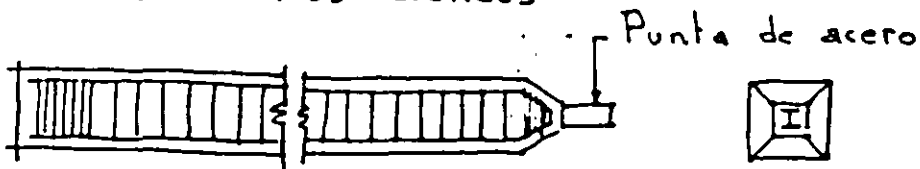


Cuadrada Circular Octogonal Triangular Perfil Tubular

Detalles de un pilote de concreto.

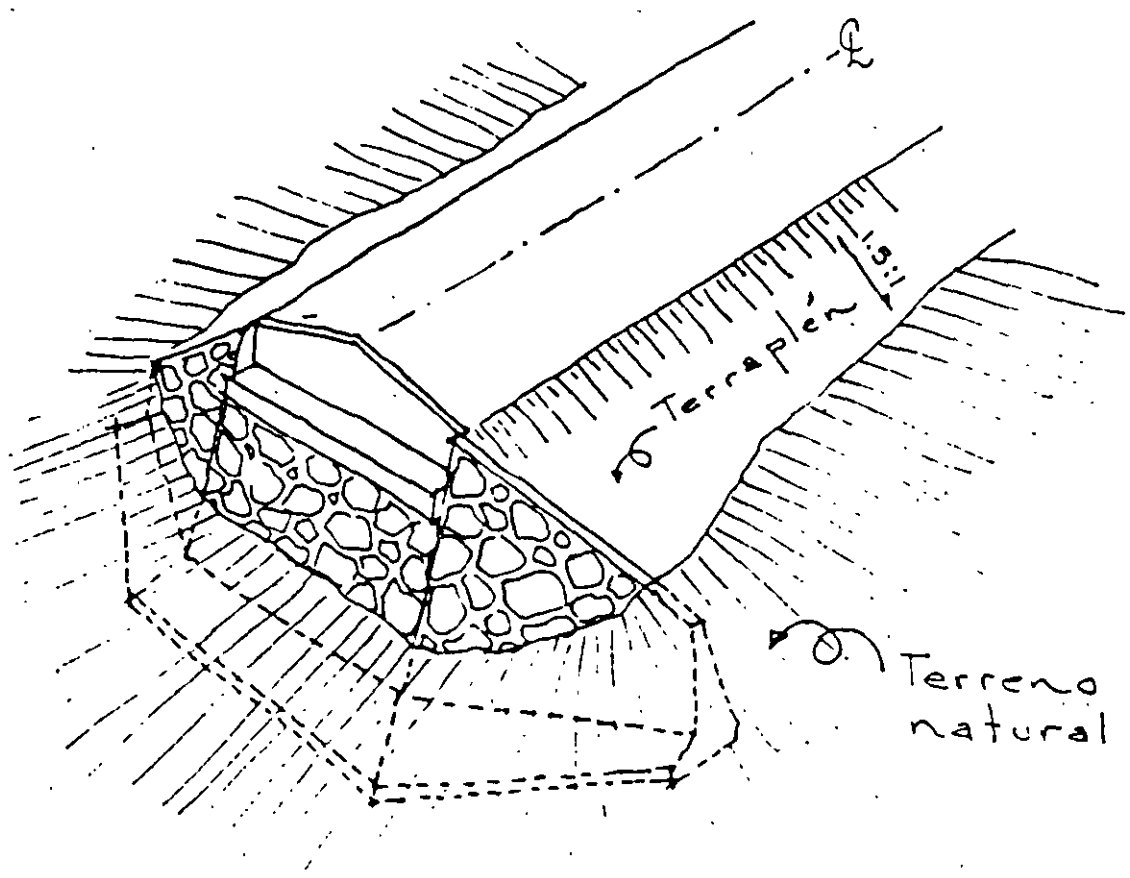
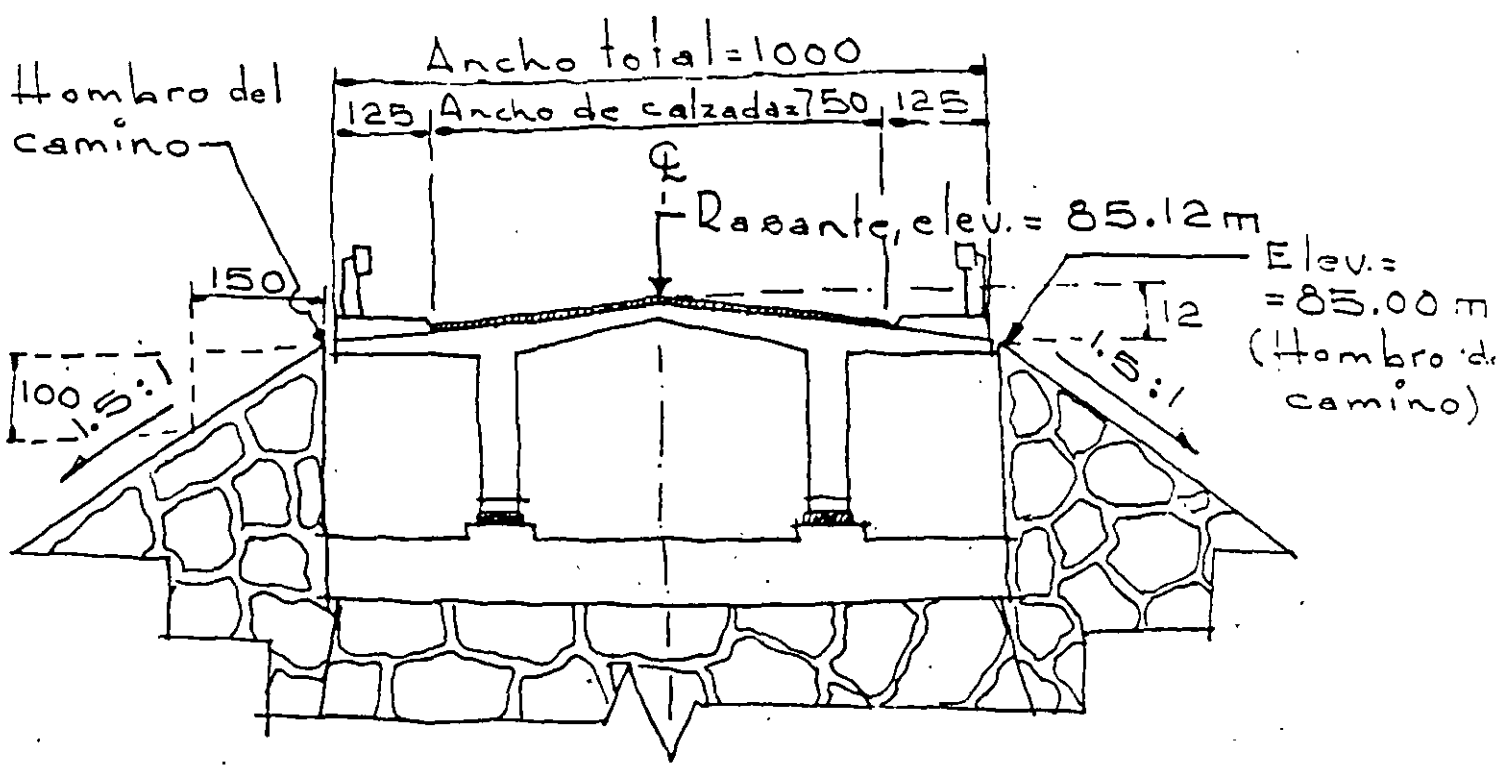


Para mantos blandos



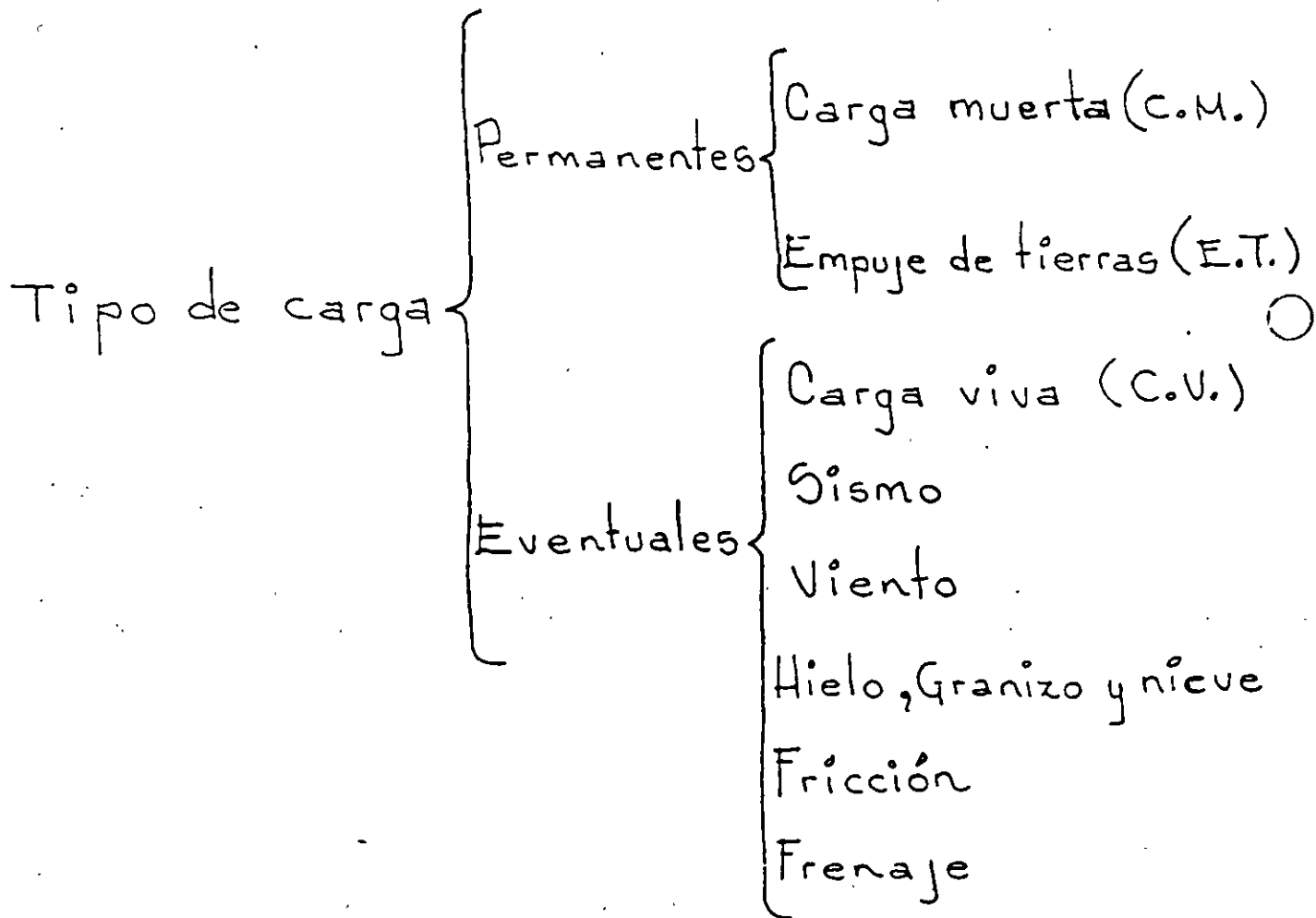
Para estratos duros







# CARGAS

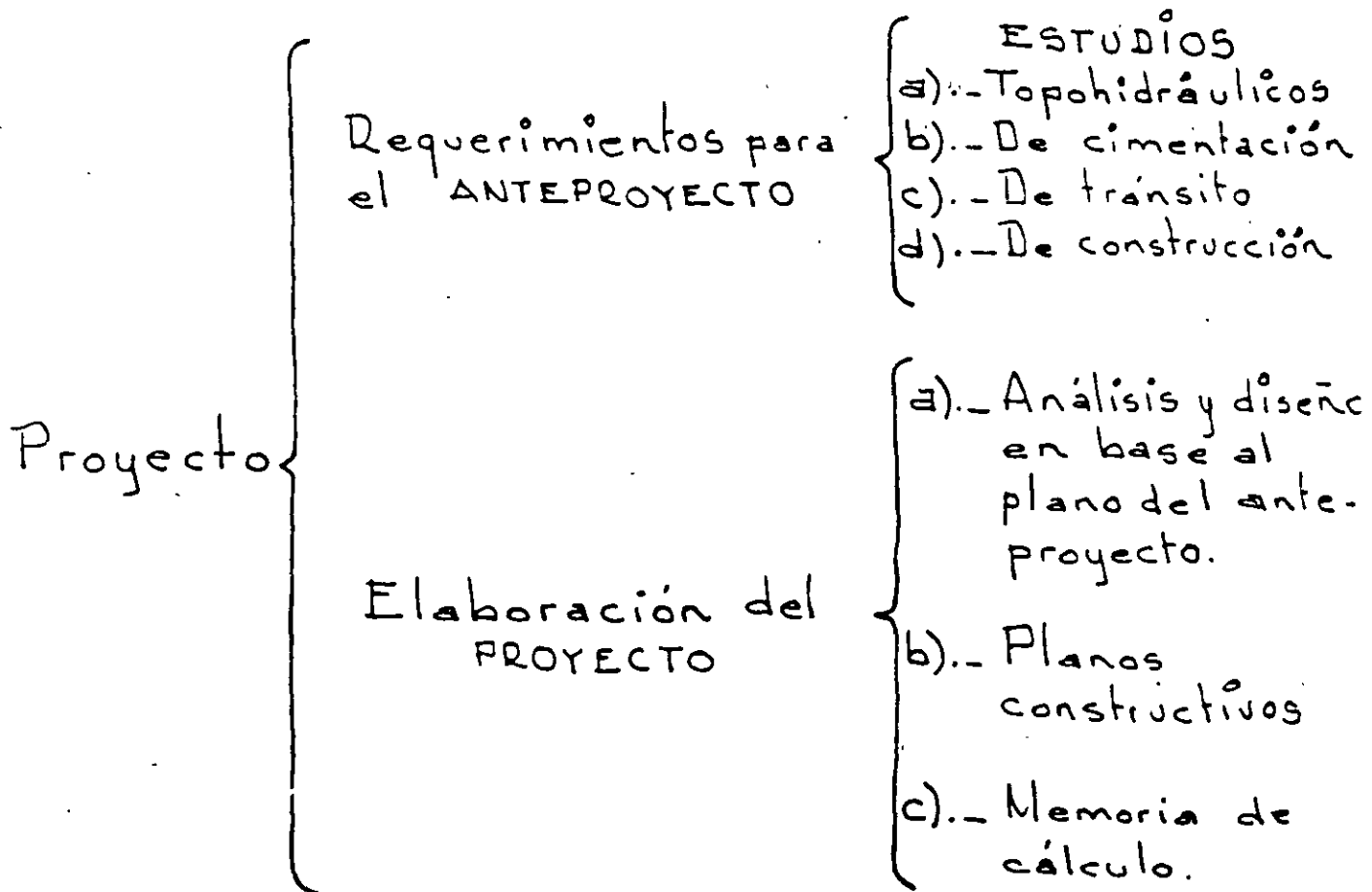


Los siguientes grupos representan varias combinaciones de cargas y fuerzas a las que podrá estar sometida una estructura.

Grupo I	= CM + CV + I + ET + S + PC	100 %
Grupo II	= CM + ET + S + PC + VE	125 %
Grupo III	= Grupo I + FL + F + 30% VE + VCV	125 %
Grupo IV	= Grupo I + A + C + T	125 %
Grupo V	= Grupo II + A + C + T	140 %
Grupo VI	= Grupo III + A + C + T	140 %
Grupo VII	= CM + ET + S + PC + TT	133 %
Grupo VIII	= Grupo I + PH	140 %
Grupo IX	= Grupo II + PH	150 %

CM = Carga Muerta  
 CV = Carga Viva  
 I = Impacto por Carga Viva  
 ET = Empuje de Tierra  
 S = Subpresión  
 VE = Viento sobre estructura  
 VCV = Presión del viento sobre la Carga Viva - 149 Kg por m lineal  
 FL = Fuerza longitudinal por Carga Viva  
 F = Fuerza longitudinal debida a la fricción  
 A = Acortamiento por Compresión  
 C = Contracción  
 T = Temperatura  
 TT = Sismo  
 PC = Presión de la Corriente  
 PH = Presión de Hielo  
 Fc = Fuerza centrífuga

# SECUELA DEL ANTEPROYECTO Y PROYECTO DE UN PUENTE



## ESTUDIOS TOPOHIDRAULICOS.-

- a).- Planta general del cruce en donde se puede observar las ventajas y desventajas del trazo

- 54
- b.- Planta detallada del cruce a mayor escala.
  - c.- Perfil de construcción
  - d.- Secciones hidráulicas, aguas arriba y aguas abajo, así como en el cruce.
  - e.- Gasto hidráulico máximo, velocidad de llegada, elevaciones de N.A.Mín, N.A.M. y N.A.M.E.
  - f.- Perfil probable de socavación durante las crecientes.
  - g.- Dimensiones de cuerpos flotantes.
  - h.- Influencia de puentes y presas cercanas, si existen.

### ESTUDIOS DE CIMENTACIÓN.-

- a.- Perfil estratigráfico del cruce
- b.- Profundidad de las aguas freáticas
- c.- Perfil de socavación (General y local)
- d.- Alternativas de cimentación de acuerdo a la capacidad de carga y asentamientos

e.- Taludes en excavaciones

f.- Recomendaciones de construcción

## ESTUDIOS DE TRANSITO.-

a.- El ancho de la carretera irá de acuerdo al aforo vehicular y a la importancia del camino.

b.- La velocidad considerada será en función al tipo de camino

c.- Definir el peso máximo permisible en diferentes tipos de caminos.

## ESTUDIOS DE CONSTRUCCION

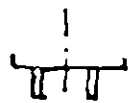
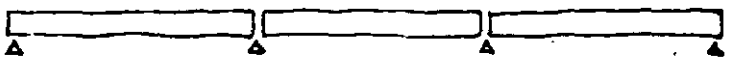
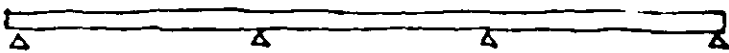
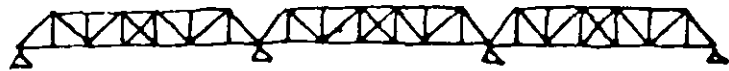
a.- Caminos de acceso a la obra

b.- Localización de bancos de arena y grava, cuando exista esta posibilidad.

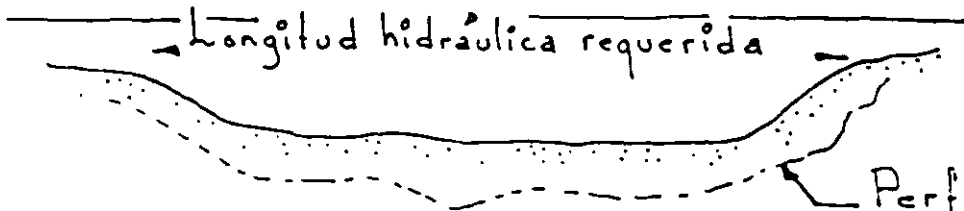
c.- Disponibilidad de agua

d.- Fuente de abastecimiento de materiales y costo.

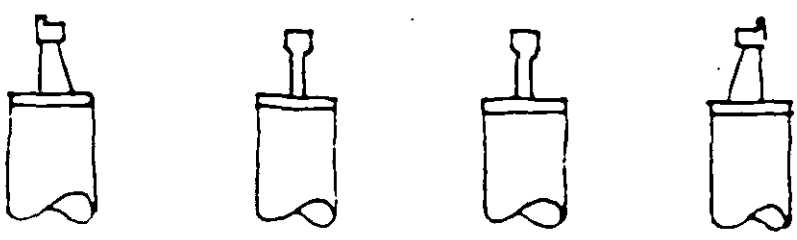
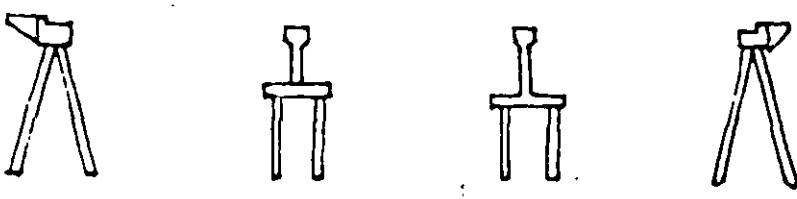
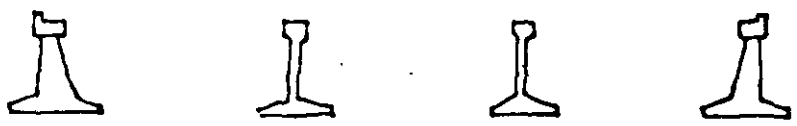
e.- Mano de obra y sueldos en la región

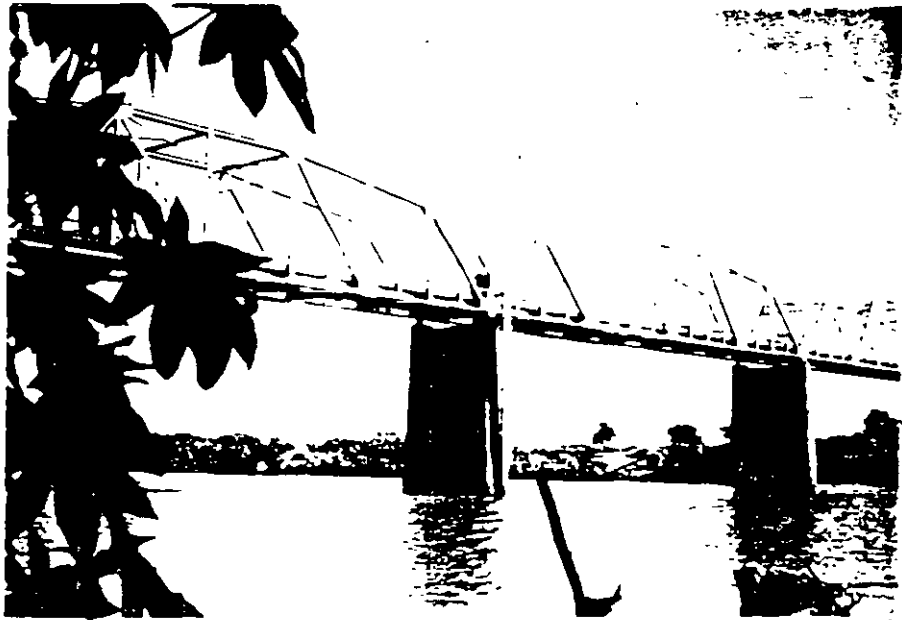


ALTERNATIVAS DE SUPERESTRUCTURAS

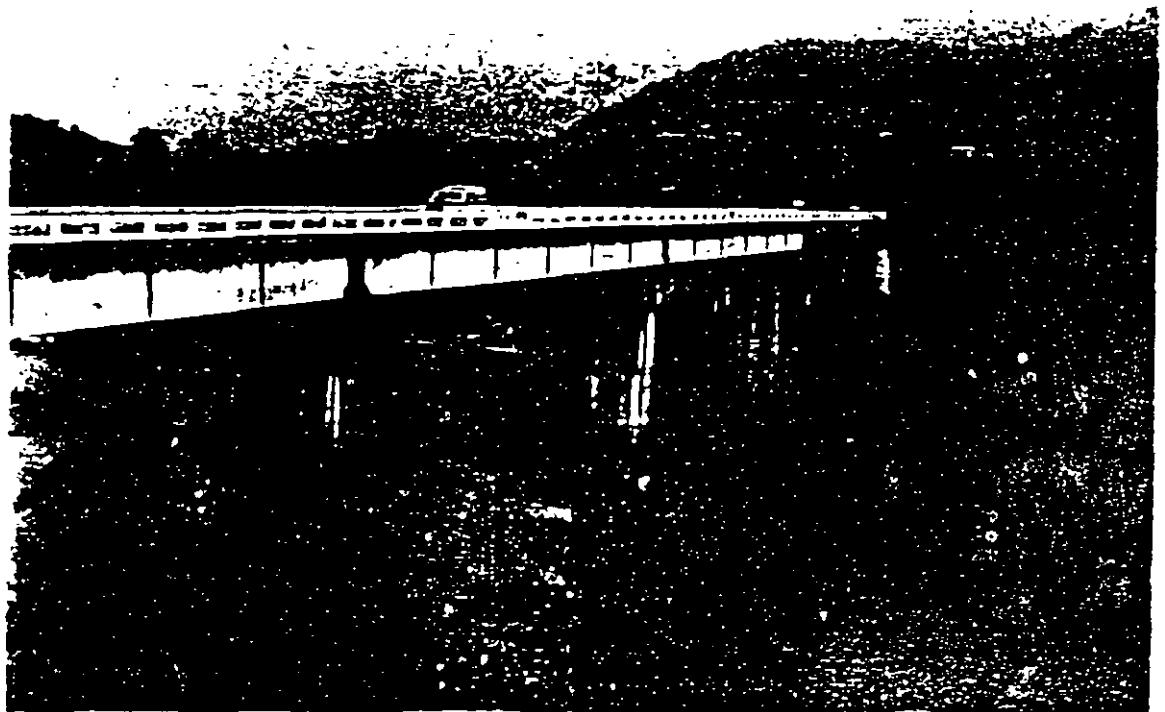


ALTERNATIVAS DE SUBESTRUCTURAS.





Puente de armaduras

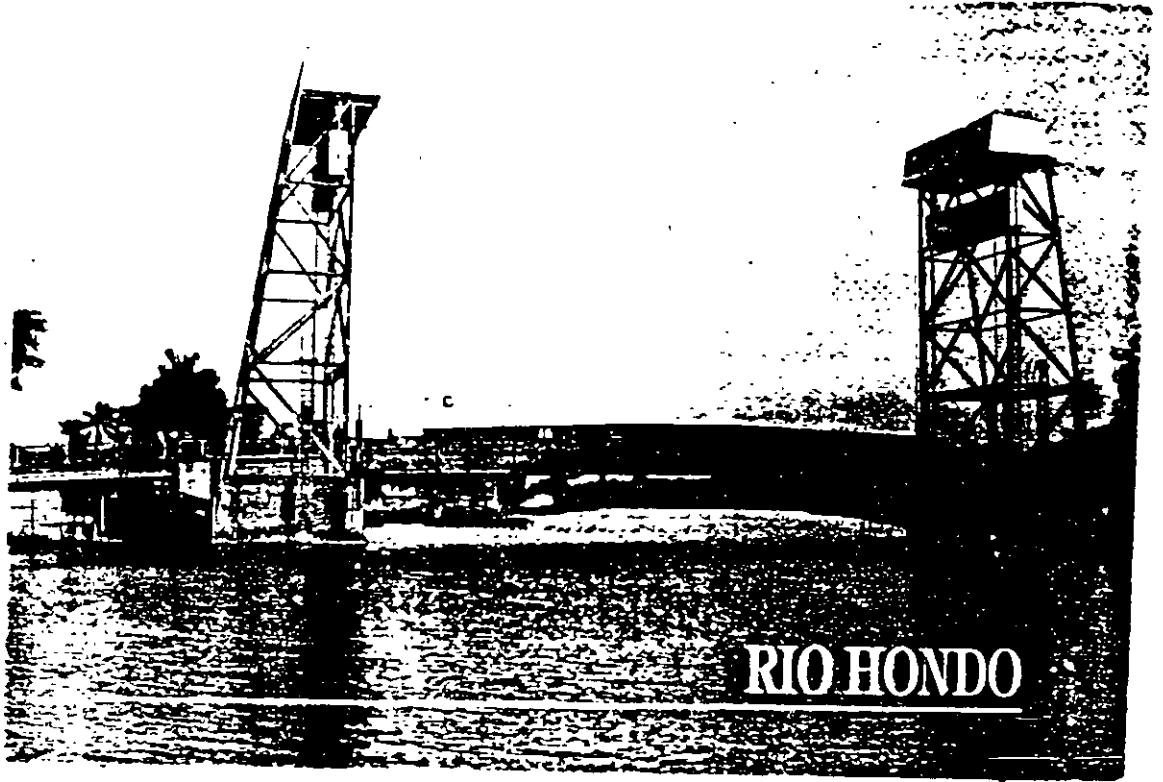


Puente de traves de acero soldadas

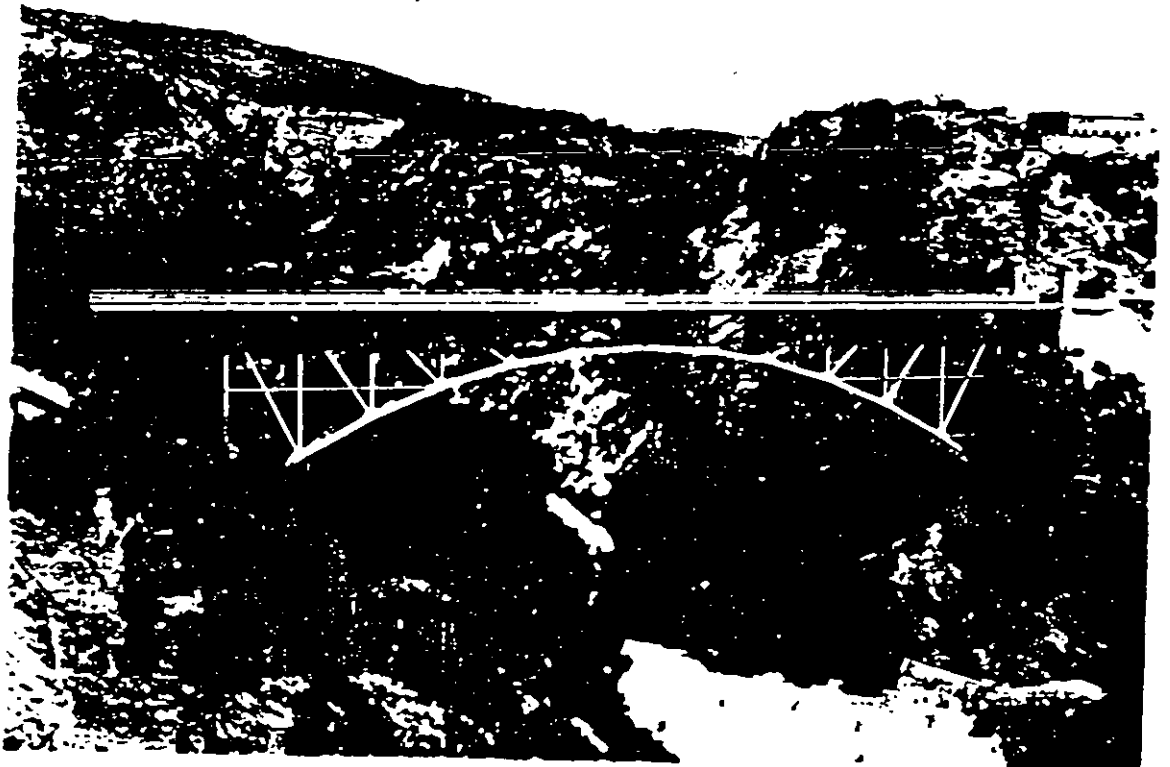


PUENTE "MEZCALA"  
Carretera: México - Acapulco





Frontera: Quintana Roo - Belice



Puente "Taxquillo".

Puente alirantado



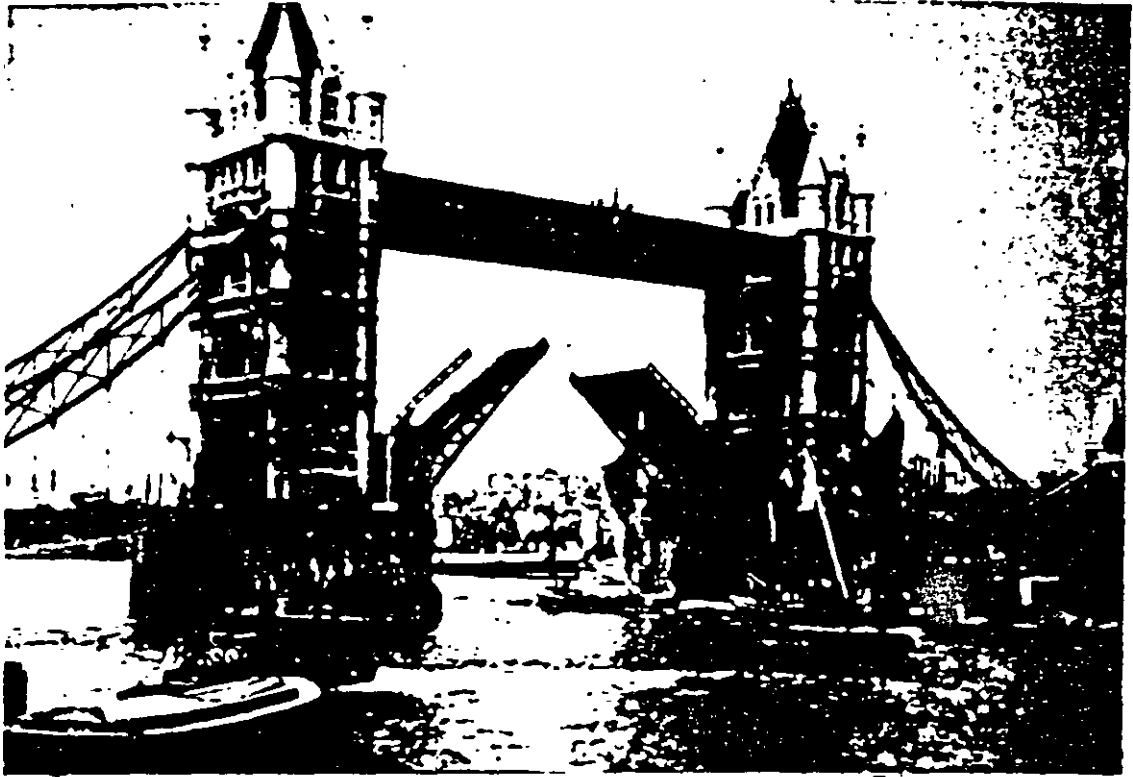
AUTOPISTA MEXICO - ACAPULCO



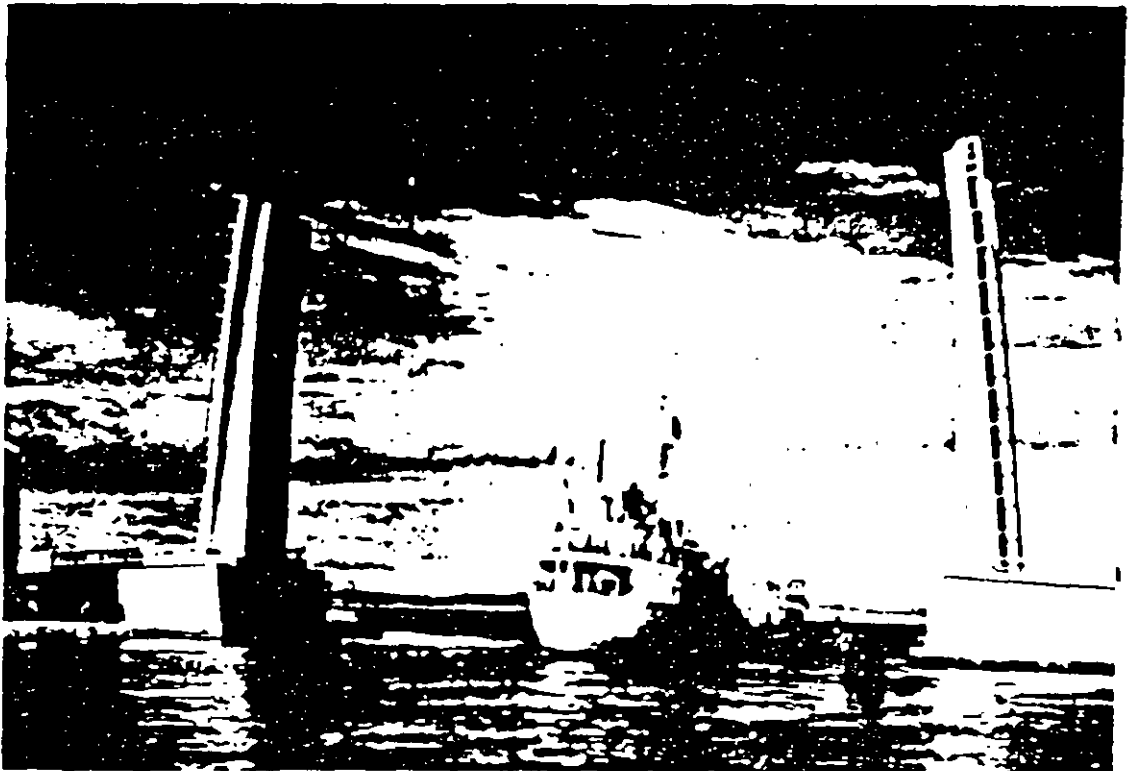
Puente con superestructura espacial



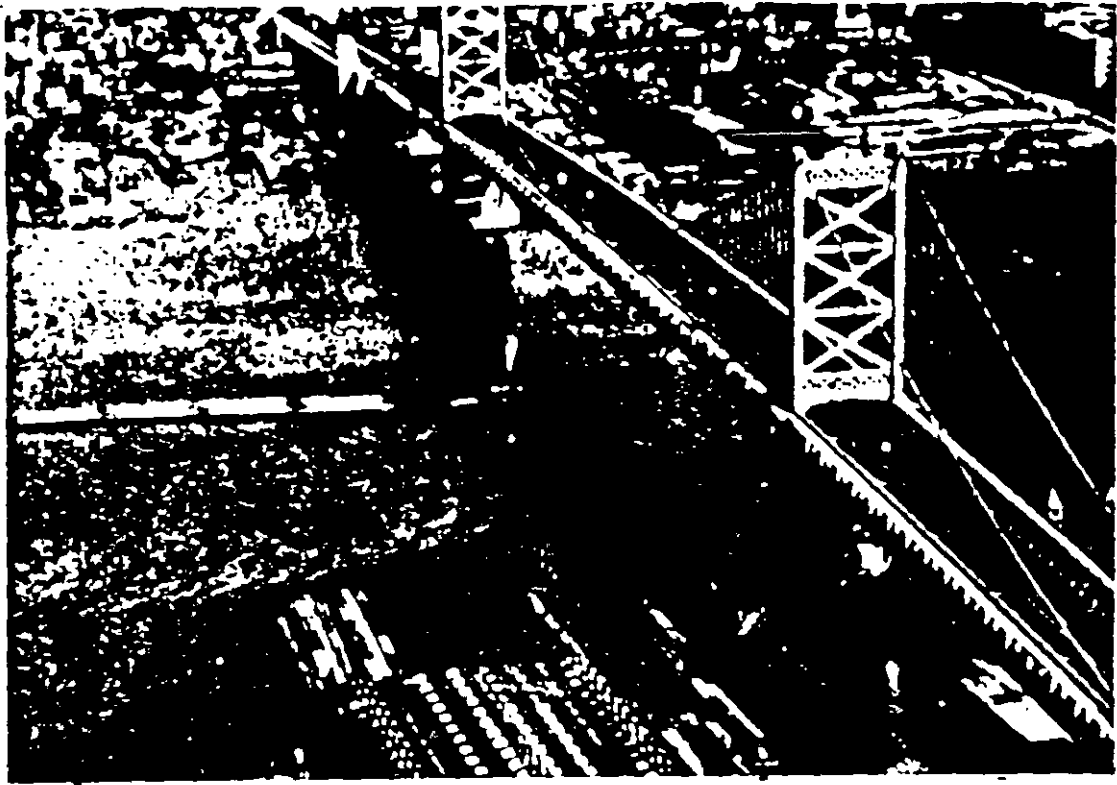
Puente con superestructura de concreto



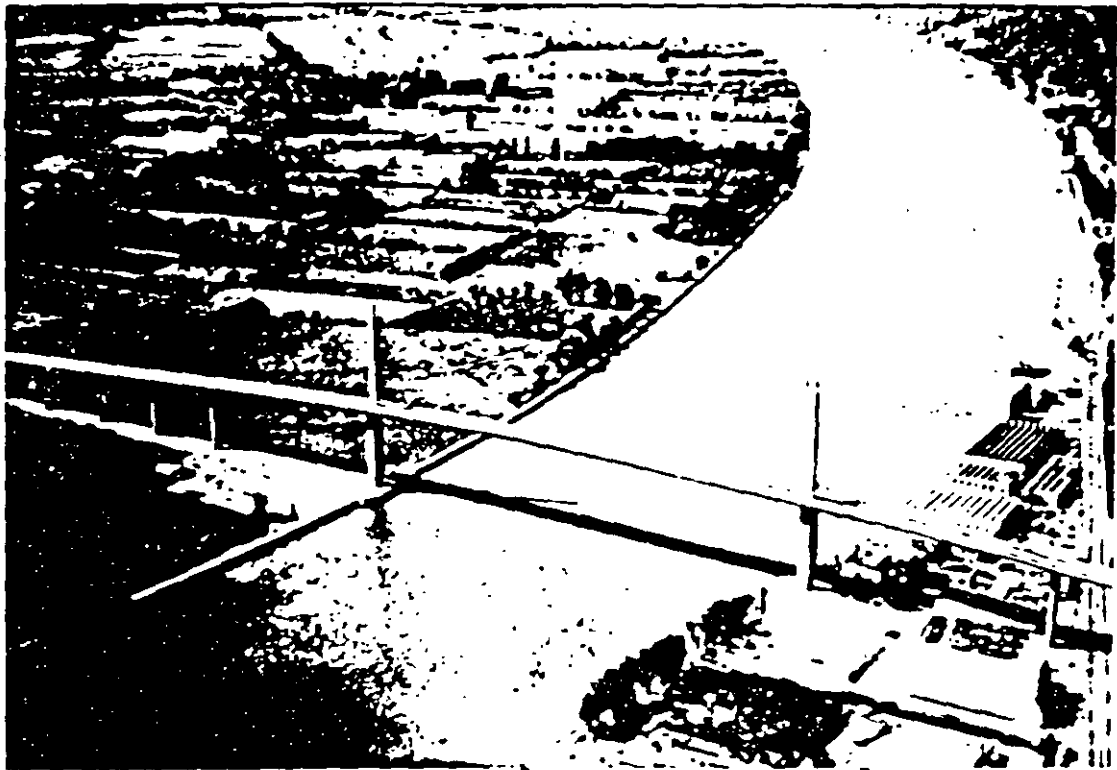
Puente basculante - Londres, Inglaterra



Puente basculante - Chicago, Ill. E.U.A.



Puente colgante de Brooklyn E.U.A.



Puente atirantado



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.  
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

## **CURSO INSTITUCIONAL**

**INSPECCION, MANTENIMIENTO Y REHABILITACION  
DE PUENTES**

**del 27 de octubre al 7 de noviembre de 1997**

**I. M. T.**

**GUIA PARA LA EVALUACION DE DAÑOS POR CORROSION  
Y FATIGA EN ESTRUCTURAS METALICAS**

**Ing. Carlos King Revelo  
Palacio de Minería  
1997**

# Guía para la Evaluación de Daños por Corrosión y Fatiga en Estructuras Metálicas.

Ing. Carlos King Revelo

701  
E

GUIA PARA LA EVALUACION DE DAÑOS POR  
CORROSION Y FATIGA EN ESTRUCTURAS METALICAS.

Generalidades.

La corrosión y la fatiga son fenómenos que afectan a todos los materiales con que se construyen las estructuras, como son la madera, el concreto, el acero, el aluminio, etc.

La corrosión consiste en la acción más o menos agresiva -- del medio ambiente que actúa sobre los materiales en forma química, electroquímica, mecánico-química y/o biológica, - provocando su deterioro y su destrucción.

El fenómeno se manifiesta más evidentemente en los cuerpos sólidos, como son los metales, las cerámicas, los polímeros artificiales, los agregados y los minerales fibrosos - de origen natural.

La fatiga consiste en la fractura frágil de los materiales cuando éstos se encuentran sometidos a sollicitaciones dinámicas que inducen esfuerzos repetidos en dichos materiales.

Estas sollicitaciones dinámicas no son las que causan las - cargas extraordinarias que eventualmente se consideran en el diseño estático sino las que provocan las condiciones - de carga típicas que actúan cotidianamente en las estructuras durante su operación de servicio, que después de muchas repeticiones ocasionan la falla de las mismas.

El aspecto desconcertante de la fatiga es que los esfuerzos inducidos por las cargas dinámicas, aún cuando éstos - sean de magnitud inferior a los esfuerzos de trabajo permitidos por las especificaciones, se acumulan en los materia



les tanto en función de su magnitud como de su frecuencia, ocasionando la fragilización y la fractura de los mismos.

Tanto la corrosión como la fatiga tienen efectos recíprocos, es decir que el deterioro provocado por la corrosión origina zonas de concentración de esfuerzos en los materiales y por ese motivo reduce su resistencia a los esfuerzos estáticos dando lugar a la acumulación de los mismos que conducen a la fatiga; y así mismo, la fatiga al causar agrietamientos y fracturas en el material lo exponen más al ataque del medio ambiente.

De manera que actuando en conjunto los dos fenómenos consumen prematuramente la vida de servicio de las estructuras.

Es por lo tanto, muy importante que se tomen en cuenta estos efectos en la seguridad de las estructuras móviles, sobre todo en las metálicas, tales como los vehículos, los aviones, las grúas viajeras, los chasises y las partes de maquinaria, y también en las estructuras estáticas que soportan cargas móviles repetitivas como son los puentes y las grúas pórtico.

No hay que perder de vista que en la época moderna, la mechanización crece con ritmo acelerado y las atmósferas ambientales cada vez son más agresivas.

Los edificios modernos están equipados con motores potentes y con otros aparatos que son fuentes de vibración y deterioro; las fábricas y los talleres emplean maquinaria pesada que opera a muy altas velocidades.

También, los medios de transportación rápida, en constante evolución, aportan nuevas fuentes de vibración y de esfuerzos dinámicos.

La tecnología y el desarrollo requieren cada vez más de estructuras y de vehículos eficientes que puedan operar a -- grandes esfuerzos tanto estáticos como dinámicos durante - una vida útil razonable.

Por otra parte, hay que considerar también que conforme pasen los años muchos de los puentes en servicio, puesto que están sometidos a una creciente acumulación de ciclos de - carga y de agresiones del medio ambiente, tendrán que su - frir daños graves por la acción combinada de la corrosión - y de la fatiga que los irán poniendo gradualmente en ries- go de colapso.

Por todo lo anterior es indispensable, por lo que toca al - diseño de nuevos puentes, que en éstos se tomen en conside - ración en forma prioritaria las especificaciones de diseño para su protección contra la corrosión y la fatiga.

Para la conservación se requiere también que en las inspec - ciones se ponga especial cuidado en detectar y reportar en forma sistemática la presencia de grietas de fatiga y de - daños típicos por corrosión a fin de darles seguimiento y - recomendar su reparación o prevención oportuna, para lo -- cual es importante el conocimiento de los métodos de ins- - pección no destructiva y de su confiabilidad y adaptabili- dad práctica en la detección de las grietas, sobre todo en - las juntas soldadas de los elementos.

Se requiere además contar con los criterios de evaluación - que permitan definir si una grieta es perjudicial, ya que - al crecer puede llevar al elemento a la falla o si es ino - fensiva, es decir que no tiene posibilidades de crecimen- to o que si las tiene, éstas son tan limitadas que no ten- drán consecuencias peligrosas para el comportamiento ries- goso de la estructura.

De esta manera se evitarán reparaciones innecesarias en las grietas inofensivas y se concentrará la actividad de conservación en dar seguimiento sobre todo a los elementos rehabilitados.

Por regla general los efectos perjudiciales de la corrosión se evalúan en términos del incremento que sufren los esfuerzos estáticos y dinámicos debidos a la reducción en el área de las secciones transversales de los componentes estructurales, sin embargo, la corrosión puede también producir otros efectos severos como son el bloqueo de juntas articuladas, que pueden ser causa de momentos flexionantes no previstos en el diseño de los elementos estructurales, bloqueo de dispositivos de apoyo que pueden ocasionar la concentración de fuerzas en las pilas, en los estribos o en otros elementos. También, los productos de la corrosión al acumularse pueden dar lugar a la aparición concentrada de fuerzas locales y a distorsiones opuestas a las direcciones que en el análisis se consideró como las trayectorias de las cargas móviles actuantes, para el diseño de la estructura. Otros efectos perjudiciales pueden resultar así mismo por el desarrollo de patrones heterogéneos de corrosión.

Aunque la corrosión y la fatiga son fenómenos diferentes - puede decirse que tienen un mismo origen; la inestabilidad termodinámica de la materia y las deficiencias e irregularidades inherentes a los procesos de solidificación, manufactura, tratamiento y manejo de los materiales que son empleados en la construcción de las estructuras.

La inestabilidad termodinámica está asociada a la naturaleza física de los metales y se explica por la pérdida de cohesión de sus átomos.

La cohesión de la materia sólida se debe al equilibrio de-

dos fuerzas interatómicas opuestas: la atracción entre los electrones y los núcleos de los átomos y la repulsión de los núcleos y de los electrones entre sí debido a la igualdad de sus cargas eléctricas.

La primera de estas fuerzas tiende a disminuir el valor de la energía interna y la segunda a aumentarla.

Para un determinado valor de la distancia interatómica, ambas fuerzas se equilibran, adquiriendo la energía interna total un valor mínimo, correspondiente a la posición de equilibrio. La separación interatómica de equilibrio varía para cada elemento y su valor queda determinado por la mínima distancia a que se encuentran los átomos en el estado sólido.

Este equilibrio lo establecen los electrones de las órbitas más exteriores que forman vínculos comunes entre los diferentes núcleos atómicos formando así "enlaces" o "amarres" cohesivos que mantienen integrado al cuerpo sólido.

Existen cuatro tipos de "amarres" o "enlaces" dependiendo del origen y de la naturaleza de la organización que genera la fuerza de unión entre los átomos: iónico o heteropolar, covalente u homopolar, metálico y de Van der Waals.

El enlace iónico o heteropolar se debe a la atracción electrostática que provoca la transferencia de electrones entre átomos de diferentes elementos químicos, ejemplos de este tipo son el cloruro de sodio y el óxido de magnesio, -- son aislantes eléctricos transparentes y con alta energía de amarre y alta temperatura de fusión.

El enlace covalente u homopolar se establece por intercambio de electrones entre átomos vecinos, son cuerpos semiconductores semitransparentes con alta energía de amarre -

y alta temperatura de fusión, ejemplos: el carburo de silicio, el carbono, el germanio, etc.

El enlace que se establece por las llamadas "fuerzas de van der Waals" corresponde a aquéllas sustancias cuyos elementos tienen saturados con electrones sus órbitas más exteriores lo cual no les permite "enlazarse" o "amarrarse" cohesivamente, entre sí o con otras sustancias, intercambiando o compartiendo electrones, lo que explica su escasa afinidad química, como es el caso de los gases inertes o "nobles": helio, neón, argón, etc. En estas sustancias, cuando se les somete a elevadas presiones y a temperaturas bajas, se presentan fuerzas de atracción por una acción dipolar fluctuante entre sus moléculas y de esta manera se les puede llevar al estado líquido o al estado sólido.

Desde el punto de vista de las estructuras de acero el tipo de enlace que interesa es el "enlace metálico". En este tipo de enlace los electrones más externos de los átomos se apartan de los núcleos quedando en libertad relativa, y formando una atmósfera de electrones que contiene a la masa catiónica de los núcleos metálicos. Dentro de la atmósfera de electrones estos cationes se ubican en los vértices de una red. La atracción entre cationes y electrones compensa la repulsión entre cada una de estas partículas y evita el escape de los electrones al exterior, permitiendo su libertad y movilidad de éstos dentro del conjunto, lo que define las características de conductividad térmica y eléctrica característica de los metales.

También, la comunidad de electrones libres y desplazables, proporciona las cualidades de maleabilidad y de ductilidad de los metales, pues las condiciones internas del cuerpo pueden quedar inalteradas después de producirse desplazamientos internos de cierta importancia.

Al establecerse el equilibrio interatómico, los cationes metálicos no solamente quedan en posiciones fijas relativas sino que además estas posiciones se ordenan con regularidad, es decir adquieren una estructura cristalina.

Sin embargo, en el caso del acero, por ejemplo, para que pueda persistir este estado metálico cristalino la energía interna del sistema se alcanza después de absorber 47,000 millones de joules por cada tonelada de hierro.

Esta energía mantiene en equilibrio a los enlaces de electrones. Cualquier incremento de energía producido por causas externas, como la deformación del cuerpo por sollicitaciones mecánicas, dinámicas o estáticas o por acción del calor o del trabajo propios de los tratamientos siderúrgicos para dotar al metal de las características requeridas, para su uso, obligan a los electrones libres que envuelven a la red cristalina de cationes a apartarse de ésta para mantener el equilibrio energético. Pero esta separación de las distancias energéticas de los electrones no debe sobrepasar un cierto límite (específico para cada sustancia) ya que de lo contrario se producirá la fuga de los mismos y la pérdida local de cohesión en el metal que se traduce en agrietamientos sobre sus superficies más esforzadas.

En toda superficie de limitación interna o externa de un cuerpo existen esfuerzos superficiales que mantienen la forma de dicho cuerpo y que dan lugar a un incremento en la energía potencial del material. Al producirse una grieta o al crecer una ya antigua por acción de sollicitaciones externas o al producirse por corrosión una mengua en la sección de dicho material aumenta proporcionalmente la energía potencial en la superficie del cuerpo. Como la energía total del sistema ha de mantenerse constante, este aumento tendrá que producirse a costa de la energía de deformación debida a las fuerzas exteriores. La propagación de una grieta terminará cuando se llegue al equili

brio con la energía exterior pero si la energía potencial disminuye al ampliarse la grieta, el equilibrio no se alcanzará y la propagación de la grieta terminará hasta la rotura.

Esto explica el carácter termodinámicamente inestable de los metales a los cuales basta aplicarles un incremento de energía ya sea mecánica, eléctrica o electroquímica para provocar una pérdida parcial o general de cohesión.

Las deficiencias e irregularidades en la constitución de los materiales de construcción inherentes a los procesos de solidificación, manufactura, tratamiento y manejo de dichos materiales son causa de heterogeneidades que al mismo tiempo que les dan características de resistencia, maleabilidad, ductilidad y trabajabilidad propician los fenómenos de fatiga y de corrosión.

La fabricación del acero comienza con la reducción de sus óxidos metálicos (hematita roja y café y magnetita negra), en los altos hornos en los que el mineral se introduce por capas intercaladas con carbón de coque y piedra caliza y con ayuda de aire caliente inyectado a presión para vigorizar la combustión. Los productos del proceso son "escoria" e hierro fundido, gris o blanco que se vacía en moldes para formar "lingotes".

Los lingotes de fundición se someten a procesos de refinación en convertidores Bessemer, hornos de hogar abierto, u hornos eléctricos, etc. donde se eliminan impurezas y se controla estrictamente la proporción de contenido de carbono, de silicio, manganeso y otros componentes que en conjunto dan las características al acero. Nuevamente de estos contenedores se vacía el material fundido en lingoteras y se remite a la sección de laminación.

Ya en esta etapa, por mucho control de calidad que se tenga, inevitablemente el material habrá adquirido defectos e irregularidades tanto a nivel micro como a nivel macro.

En efecto, el paso del metal del estado líquido al estado sólido, se efectúa por enfriamiento de la masa líquida. Si el enfriamiento es rápido se obtiene una microestructura desordenada "amorfa". Si se lleva a cabo con suficiente lentitud, la transformación se verifica simultáneamente desde diversos núcleos independientes de la masa líquida, donde se empiezan a constituir redes de átomos enlazados en forma regular y periódica con orientación propia ("cristales"), las que al llegar a limitarse mutuamente dan las texturas de "granos cristalinos" típicas de los metales.

Los primeros núcleos, dependiendo de su temperatura y de su tamaño no son permanentes, sino que se destruyen y se vuelven a formar en otros puntos. Cuanto mayor es la temperatura, mayor es la energía cinética y más corta la vida de los núcleos. Las agrupaciones pequeñas son muy inestables ya que al estar formados por un número pequeño de átomos, la pérdida de uno de ellos ocasiona su destrucción. A medida que disminuye la temperatura, los átomos pierden libertad de movimiento, lo que da lugar a un aumento en la vida del núcleo, coexistiendo cada vez un número mayor de ellos. Cuando la temperatura del metal líquido disminuye la suficiente, por debajo del punto de solidificación, se forma espontáneamente en distintos puntos de la masa líquida, núcleos estables que actúan como gérmenes de cristalización de los granos.

A medida que disminuye la cantidad de metal líquido las formaciones en torno a los núcleos topan unas con otras en cuyo momento cesa su desarrollo lo que hace que la frontera externa que delimita los granos de cristalización sea



muy irregular. Las fronteras intergranulares presentan una microestructura amorfa (no-cristalina) con los átomos dispuestos irregularmente, pero además como la última porción del grano que se solidifica es precisamente esta frontera irregular en el contorno del grano su concentración de impurezas es superior a la media del líquido. De esta manera se ve que no es posible obtener una red cristalina perfecta pues nunca existirá una formación totalmente ordenada y es por ello que el número de cristales que en la práctica puede considerarse como perfectos es muy reducido y que forzosamente habrán de presentarse en ellos imperfecciones.

Las imperfecciones más importantes que puedan presentarse en los cristales de un metal son las "vacantes", las "inserciones", las "impurezas" y las "dislocaciones".

Las "vacantes", las "inserciones" y las "impurezas" son imperfecciones de carácter puntual; las "dislocaciones" por el contrario son de carácter lineal.

Las "vacantes" son lugares de la red que deberían estar ocupadas por átomos pero que se encuentran vacías. Este tipo de imperfecciones se puede desplazar a través de la estructura cristalina por difusión, al ser ocupada una "vacante" por un átomo que a su vez deja una "vacante" en su posición original y así sucesivamente.

En las estructuras cristalinas en las que la densidad atómica es pequeña puede ocurrir que algunos átomos se intercalen en espacios interatómicos de la red, es decir en posiciones intersticiales, a cuya irregularidad se da el nombre de "inserciones".

Las "vacantes" y las "inserciones" ocasionan importantes distorsiones locales, rompiendo la regularidad de la red

espacial.

La existencia de "vacantes" permite a los átomos que la rodean aproximarse ligeramente entre sí, por lo que la separación entre átomos es inferior a la normal, mientras que los átomos colocados en posiciones "intersticiales" empujan a los átomos vecinos separándolos.

Cuando se acumulan a lo largo de una línea de la red las imperfecciones puntuales producen una distorsión lineal que se presenta entre dos partes de un cristal que individualmente pueden considerarse como perfectas. Este tipo de imperfecciones recibe el nombre de "dislocaciones".

Si la "dislocación" da lugar a la formación de un nuevo se miplano en la red cristalina se le denomina "dislocación de arista" pero si los planos atómicos forman una superficie espiral alrededor del "frente de dislocación" se le llama "dislocación helicoidal".

Las "dislocaciones" provocan distorsiones en la red del cristal produciendo fuerzas de tensión a un lado de ella y fuerzas de compresión en el lado opuesto.

La creación, multiplicación e interacción entre las dislocaciones permite explicar satisfactoriamente muchas de las propiedades de los metales. Los mecanismos de deformación plástica y ruptura frágil en los cristales, en particular cuando se trata de la resistencia del material a un esfuerzo cortante, se basa en el deslizamiento de planos atómicos, de los cuales algunos se muestran como preferenciales.

Estos deslizamientos siguen las rutas marcadas por las "dislocaciones" que constituyen planos atómicos extras dentro del arreglo periódico normal. Las "dislocaciones" pueden

desplazarse y propagarse a través del cuerpo.

El movimiento de las "dislocaciones" favorece el deslizamiento y la resistencia a la deformación disminuye. El mecanismo de desplazamiento de las dislocaciones ocurre -- por propagaciones sucesivas de los enlaces defectuosos de un átomo a los contiguos. Se consigue de esta manera el deslizamiento de un espacio atómico y como del mismo plano pueden propagarse simultáneamente un gran número de "dislocaciones", la magnitud del deslizamiento total puede ser importante. Las dislocaciones pueden ser del mismo sentido o de sentido opuesto; las primeras se repelen entre sí mientras que las segundas se atraen, tendiendo a restablecer la continuidad de la retícula.

A parte de los microdefectos que existen a nivel atómico -- en los metales existen otros defectos que se presentan durante la solidificación del metal fundido, que por su tamaño son observables a simple vista y se les llama "macrodefectos". Los más comunes son las "cavidades" o "embudos de contracción" y la "porosidad".

Los metales líquidos al solidificarse, experimentan una -- contracción de volumen que puede llegar hasta un 6%. Esta contracción no ofrece serios problemas cuando los moldes de vaciado se diseñan correctamente de manera que permitan el acceso del metal líquido a la parte que solidifique al último. Sin embargo, si lo primero que solidifica es toda la corteza exterior, la reducción de volumen que tiene lugar durante la solidificación del líquido contenido en el interior origina una gran "cavidad de contracción" en la zona central. En los lingotes de acero estas cavidades, conocidas como "rechupes" se suelen presentar en la parte central superior del lingote. Esta parte se corta antes del proceso de laminación y se utiliza como "chatarra".

520  
18

Cuando al solidificarse el metal líquido quedan atrapados gases en su interior, se originan "porosidades" o "sopladuras". Estos defectos son más numerosos y de menor tamaño que los "embudos" o "cavidades de contracción" y se distinguen de estos últimos por su forma esferoidal.

Inmediatamente después de la solidificación del metal, se pueden originar fuertes tensiones por la contracción que pueden dar lugar a las "grietas de contracción" que se producen por la falta de uniformidad en el enfriamiento.

Durante los procesos de laminación y de tratamiento metalúrgico el material aún puede adquirir otros defectos que complementan o son consecuencia de los anteriores, los que se citan a continuación :

- Defectos en la superficie: pequeñas grietas, plegamientos o costuras, daños mecánicos, etc.
- Alteraciones superficiales en la microestructura del acero: Descarburización, formación de bordes martensíticos, etc.
- Depósito en la superficie de sustancias extrañas, suciedad, escorias, partículas de otros metales, óxidos, residuos de aceite o grasa, etc.

Debido a estas heterogeneidades que siempre están presentes en la superficie de todo cuerpo metálico, es posible la formación sobre dicha superficie de múltiples electrodos anódicos y catódicos, los cuales establecen continuidad a través de la humedad que se condensa sobre dicha superficie y de la masa metálica del cuerpo activando el desplazamiento de iones y de electrones igual que en una pila galvánica.

En estas celdas galvánicas el metal libera electrones que son absorbidos por el agente corrosivo usualmente el oxígeno.

Así, se requieren tres elementos básicos para que se constituya la celda galvánica el "ánodo", el "cátodo" y el "electrolito".

Para que ocurra la corrosión el "ánodo" y el "cátodo" deben estar conectados por el electrolito, de tal manera que permitan el flujo de la corriente eléctrica.

El término "ánodo" se aplica al sitio en que el metal se corroe. En este sitio, el átomo del metal libera electrones al reaccionar con el electrolito y se transforma en un ión.

Los electrones liberados son consumidos por el "cátodo" al ser reducidos por los iones de oxígeno quedando libres los iones de hidrógeno del agua.

Formas como se presenta la corrosión en los puentes :

De acuerdo con el tipo de ataque que deteriora al metal, la corrosión se clasifica en ocho tipos :

- 1.- CORROSION UNIFORME
- 2.- CORROSION GALVANICA
- 3.- CORROSION INTERSTICIAL
- 4.- CORROSION LOCALIZADA
- 5.- CORROSION INTERGRANULAR
- 6.- CORROSION POR DESCOMPOSICION  
SELECTIVA DE LA ALEACION
- 7.- CORROSION POR FRICCION
- 8.- CORROSION BAJO ESFUERZO.

Algunos de estos tipos de ataque pueden ser advertidos a simple vista como la "corrosión uniforme" y otros como la "corrosión bajo esfuerzo" alteran y debilitan la naturaleza interna del metal sin ninguna manifestación exterior - por lo que suelen pasar desapercibidos con un gran riesgo para la seguridad de las estructuras. En muchos casos se pueden tener simultáneamente en un mismo elemento o estructura varios tipos de corrosión.

La corrosión uniforme o "enmohecimiento" consiste en el adelgazamiento general de los metales que se presenta en forma natural en todos los metales desnudos expuestos a la humedad atmosférica del aire que se observa a simple vista como una capa de óxido en los puentes de acero sobre todo en las placas y elementos con superficies expuestas importantes. Estos elementos son por ejemplo las almas de las trabes, las placas de conexión verticales y los montantes y las diagonales de las armaduras.

Muchas veces la primera capa de óxido protege al metal de la corrosión subsecuente, es decir lo pasiva, lo que expli

ca el uso de acero intemperizado (weathering steel) para la construcción de estructuras de puentes.

La corrosión galvánica se presenta cuando dos metales o -- dos zonas de un mismo metal con diferente potencial electro-lítico se interconectan internamente mediante un conductor o a través de la masa metálica y externamente a través de un electrolito que puede ser la humedad ambiental. La magnitud de este tipo de corrosión depende no sólo de la - diferencia de potencial entre los metales diferentes o entre los que corresponden a las zonas de un mismo metal sino también de la relación entre las áreas de metal expuestas y su comportamiento corrosivo específico.

La corrosión galvánica se puede identificar visualmente.

Generalmente se presenta en los puentes de acero en que se instalan postes de alumbrado, parapetos y/o ductos eléctricos de aluminio que quedan en contacto con el metal de la estructura. En éstos conviene intercalar materiales aislantes para evitar el contacto directo entre dos metales - diferentes para evitar este tipo de corrosión. El acero galvanizado es una aplicación del principio de la corrosión galvánica para proteger al acero ya que en este caso el zinc actúa como "ánodo de sacrificio" quedando el acero libre de corrosión mientras no se consume el zinc.

La corrosión intersticial es una forma localizada de corrosión que se presenta en los lugares confinados que ofrecen un acceso restringido al medio ambiente exterior. Se debe a las diferencias ambientales entre la interior y la exterior al intersticio, tales como la concentración de iones de oxígeno o de iones metálicos libres. También la presencia de iones de cloro puede desarrollar este tipo de corrosión.

que existe heterogeneidad en las propiedades físicas o químicas del metal con respecto al resto de su superficie, como son imperfecciones de origen metalúrgico, en los puntos defectuosos de la pintura y más comunmente donde hay depósitos de material extraño. La corrosión localizada puede crear puntos de concentración de esfuerzos que llevan a la falla por agrietamiento.

Se le puede identificar visualmente, se presenta donde hay acumulación de desechos que retienen humedad como depósitos de suciedad, basura, y/o excrementos de pájaros.

También se presenta donde se raya la pintura, donde los cuerpos o piedras proyectados por los vehículos en movimiento impactan la pintura o en las imperfecciones derivadas de una aplicación descuidada de la pintura. Los depósitos de pequeñas partículas de sal que se presentan en las zonas costeras o en donde se desbarata el hielo con sal y también ~~donde se acumulan los productos de la corrosión.~~

La corrosión intergranular corresponde al ataque que se presenta en las fronteras de los granos cristalinos del metal. Cuando estas fronteras se deterioran los granos se separan y el metal pierde cohesión y se desintegra. Este tipo de corrosión se puede apreciar a simple vista, pero si se requiere un diagnóstico preciso deben hacerse exámenes suplementarios.

Normalmente la corrosión intergranular suele presentarse en las juntas soldadas, ya sea del metal de aportación del metal base como un deterioro localizado debido a un abatimiento en la resistencia a la corrosión ocasionado por las alteraciones en la estructura granular de estos metales causada por el calor de la soldadura. La corrosión intergranular se presenta en forma de una banda de corrosión pa



ralela a la soldadura. Para confirmar su presencia se necesitan exámenes suplementarios.

El deterioro corrosivo de las soldaduras no es usual en los puentes que han sido soldados adecuadamente bajo condiciones de control de taller. Su ocurrencia está más bien asociada a las soldaduras de campo que se ejecutan sin control apropiado del calor. Las pinturas aplicadas sobre soldaduras de campo puede ser también de más baja calidad que la pintura de taller lo que contribuye al deterioro de la soldadura. Se presenta sobre todo en las soldaduras de aceros de pequeño espesor, de aceros inoxidable y de aceros aleados, no obstante a veces se le ha encontrado en aceros al carbón, estructurales.

La corrosión por descomposición selectiva de la aleación consiste en la disolución de alguno de los componentes de la aleación que conduce a un cambio en las propiedades mecánicas del metal. Su identificación requiere examen microscópico.

No se presenta generalmente en las estructuras propiamente de los puentes, algunas veces se le ha detectado en apoyos de bronce (aleación de cobre, zinc y estaño) en que se disuelve el zinc de la aleación.

La corrosión por fricción es provocada por el movimiento relativo de dos superficies en contacto estrecho y directo bajo la acción de una carga normal. Involucra el contacto friccionante roto entre dos superficies no lubricadas en que se han formado depósitos de óxido y en que aparte, el óxido y la suciedad, dan lugar a la abrasión de estas dos superficies.

Este tipo de corrosión no puede identificarse en forma concluyente a simple vista, se le observa en las juntas resal

## Efectos y evaluación de la corrosión:

Los efectos de la corrosión en los puentes de acero varían desde aquéllos que no causan problemas serios de mantenimiento hasta aquéllos que son causantes de fallas catastróficas. El efecto más conocido de este fenómeno es el del desgaste del metal que puede ser uniforme y distribuido superficialmente o puede ser en forma de picaduras superficiales profundas, agujeros o de orillas carcomidas. El desgaste del metal y la creación de zonas de concentración de esfuerzos a que dá lugar reduce la resistencia de los elementos estructurales del puente, a las sollicitaciones estáticas y dinámicas y los ponen en riesgo de falla al pandeo al incrementar su esbeltez.

Cuando el desgaste de las secciones llega a ser importante se afectan también las características de distribución de carga de la estructura ya que los miembros afectados transfieren e incrementan la carga de los elementos adyacentes.

También, la corrosión puede bloquear las partes del puente que para el diseño se consideraron móviles como son los tirantes articulados, o los dispositivos de apoyo.

Estos bloqueos no previstos harán que la estructura se comporte de manera diferente a como fué diseñada y que se induzcan esfuerzos excesivos no - previstos en los elementos bloqueados y en sus componentes adyacentes.

Los productos de la corrosión acumulados en zonas confinadas pueden distorsionar o deformar algunos de los elementos estructurales del puente que a su vez dan lugar a efectos significativos en el pandeo general o en la resistencia local al pandeo de dichos elementos.

Algunas de las formas de corrosión y la corrosión por fati

ga resultan muy difíciles de detectar, lo cual puede conducir a una fractura inesperada de los miembros sujetos a tensión.

El objeto de la evaluación de un puente, es el de dar un criterio al ingeniero para determinar su capacidad para que soporte con seguridad la carga prevista de diseño. Si se encuentra que el puente es deficiente tendrá que tomarse una decisión para : autorizar la circulación restringida de cargas, otorgar permisos de circulación reglamentados, cerrar el puente, rehabilitar el puente, reemplazarlo o continuar los estudios más a fondo para conocer mejor sus condiciones de seguridad.

La corrosión en los puentes reduce la resistencia de los componentes y de los miembros de las estructuras lo que a su vez reduce la resistencia general de dichas estructuras y por consiguiente su capacidad de carga de servicio.

El estudio se enfoca a la evaluación de los efectos de la corrosión en la resistencia nominal de los miembros del puente y en la estructura del puente considerada como un todo.

Para facilitar la investigación sobre los efectos de la corrosión conviene tomar como parámetro de partida la resistencia de sus elementos componentes y así, se define como "factor de capacidad residual" de un elemento a la relación entre su capacidad deteriorada entre su capacidad sin deteriorar. El factor de capacidad residual, de esta manera, resulta independiente del método empleado para calcular la resistencia del elemento y del factor de seguridad considerado, lo que facilitará y hará más clara la investigación paramétrica.

Al analizar la resistencia residual de un puente deteriora

do deben identificarse también los posibles modos de falla y evaluar la condición que basada en el criterio de falla aplicable, predice los modos de falla.

En la mayoría de los casos es suficiente el análisis al nivel de los elementos, aún cuando en algunas ocasiones será preferible hacer el análisis de la estructura completa.

La corrosión puede afectar una área relativamente grande de un elemento de la estructura de un puente bajo la forma de un deterioro uniforme o bien puede tomar la forma de un deterioro localizado, limitado a una área confinada.

Es cierto, la ubicación del deterioro en un elemento tendrá muy poco o ningún efecto en la capacidad de dicho elemento. En otros casos la ubicación del daño si puede ser significativa. Así mismo, la reducción en la capacidad de algunos de los elementos puede no tener ningún efecto en la capacidad total del puente, mientras que el deterioro de otros elementos puede tener una influencia definitiva en la capacidad total de la estructura.

Para poder evaluar estos efectos deben por lo tanto analizarse :

- 1.- Los efectos localizados del deterioro.
- 2.- Los efectos del deterioro localizado.
- 3.- Los efectos de la deterioración en el elemento en el comportamiento general de la estructura.

La deterioración localizada puede dar lugar a un incremento en los esfuerzos de trabajo, a concentraciones de esfuerzos y a una cedencia o a un pandeo lateral localizados lo cual dará por resultado una reducción en la resistencia local. Se puede presentar una redistribución local de esfuerzos lo que tendrá efectos en el comportamiento general

del elemento. Sin embargo, una reducción local en su resistencia no significa que se alcance la misma reducción en la resistencia general del elemento. Los efectos de una deterioración localizada en el comportamiento general de un elemento depende del tipo de elemento y de la ubicación, naturaleza y tamaño del deterioro; por ejemplo, una reducción en la capacidad de momento en una trabe que se presenta en la región en que los momentos flexionantes tienen valores reducidos no es tan crítica como una reducción en su resistencia a la flexión en la zona de máximos momentos.

Un deterioro muy extendido en un elemento puede afectar el comportamiento general de la estructura del puente ya que puede modificar las características de distribución de carga en la estructura, incrementando las descargas en los elementos adyacentes y reduciendo la descarga sobre el elemento afectado. La reducción en la capacidad general del puente depende del tipo de estructura, del tipo y de la ubicación del elemento deteriorado y del grado del daño. Algunos elementos son mucho más críticos que otros, por ejemplo la reducción en la resistencia de los tirantes de la articulación de una armadura suspendida en cantiliver afectará directamente la capacidad portante de la estructura sin ninguna posibilidad de redistribuir la carga, en cambio el deterioro severo en una trabe en un claro con trabes múltiples tendrá como resultado la redistribución de las cargas antes de la falla y en general mientras más redundante sea la estructura, menor será el efecto del deterioro de un sólo elemento.

La evaluación de los efectos de deterioro en un miembro en particular y en la estructura depende del método de análisis y del criterio de evaluación que se empleen.

Todos los métodos de análisis se basan en modelos matemáticos

cos idealizados de las estructuras de los puentes y la evaluación analítica del comportamiento de los puentes generalmente es bastante conservadora.

Los resultados de las observaciones de campo en el rango elástico han puesto en evidencia que la respuesta elástica real del puente es menor que las predicciones analíticas. Las pruebas de carga hasta la falla de los puentes y la falla real de los componentes de un puente han demostrado que muy frecuentemente los puentes de soportar cargas más altas, aún después de daños severos o aún después de la falla de un miembro estructural de importancia primaria.

El incremento en capacidad de carga que normalmente no toman en cuenta los procedimientos analíticos radica principalmente en la interacción entre los diferentes componentes del puente, por ejemplo trayectorias de carga no aprovechadas y la restricción las condiciones de junta, de apoyo o las fronteras de las almas de las trabes.

Los puentes en general tienen una mayor capacidad estructural que la que establecen los métodos de análisis más comúnmente empleados.

También hay que considerar que el análisis del comportamiento estructural de un puente puede limitarse a su rango lineal elástico o puede extenderse hasta incluir el régimen elástico post-lineal de la estructura. Conforme la cedencia en un miembro localizado de una estructura pasa a la falla de dicho miembro y finalmente al colapso total del puente, existe en general todo un rango de posibles redistribuciones de esfuerzos o de cargas en la estructura. Los análisis en el rango inelástico pueden poner en evidencia estas redistribuciones de carga y cuantificar la capacidad de la estructura para resistir cargas adicionales antes de la cedencia inicial del miembro de la estructura.

5.78/43.8

Hay que tomar en cuenta, sin embargo que los métodos de análisis que toman en cuenta el comportamiento inelástico, de una estructura son bastante complejos, deben resolverse con ayuda de la computadora, generalmente están fuera del alcance del ingeniero ordinario y además en la mayoría de los casos prácticos las recomendaciones para la reparación del puente debēn darse antes de que se pueda recurrir al análisis inelástico.

Por lo anterior es de recomendarse que el análisis estructural que se emplee para evaluar los efectos de la corrosión sea elástico lineal y que solamente cuando sea indispensable se recurra al análisis no-lineal. Por ejemplo en una solución de emergencia para un puente de vital importancia que requiere mantenerse en servicio hasta que pueda ser reparado, se puede emplear un análisis más refinado. En todo caso siempre se necesitará hacer primero el análisis elástico para evaluar los efectos de la corrosión sobre su seguridad en servicio y sobre su resistencia a la fatiga.

Las condiciones que genera la corrosión pueden dar lugar a varias formas de falla no necesariamente son aquéllas que controlaron el diseño original del puente. Varios criterios tienen que considerarse para valorar las condiciones de un puente afectadas por la corrosión, estos criterios son los siguientes :

- resistencia
- deformación
- estabilidad
- fatiga
- fractura
- redundancia
- importancia del elemento o detalle para la seguridad de la estructura.

Para cada condición debe identificarse el criterio correspondiente. Resultaría muy provechoso referir estos criterios al criterio original de diseño del puente.

La resistencia residual de un elemento dañado por la corrosión se puede determinar empleando el criterio de la "carga de servicio" o el criterio del "factor de carga".

Para definir el estado límite de una estructura o de alguno de sus elementos con el criterio de la "carga de servicio" o de los "esfuerzos permisibles" se toma como base el que se rebase la primera cedencia del material. La seguridad se controla limitando los esfuerzos a valores permisibles, que están por abajo del límite elástico del acero, lo cual facilita el empleo del método de análisis lineal-elástico. En ciertos casos el criterio de la "carga de servicio". En algunos casos el criterio de "carga de servicio", reconoce la posibilidad de que la cedencia debida a concentraciones de esfuerzos, o a esfuerzos residuales puede tener lugar a niveles de "cargas de servicio" sin que den lugar a un flujo plástico irrestricto y falla de la sección.

Por ejemplo en los elementos cargados axialmente, se supone una distribución uniforme de esfuerzos a pesar de la posible existencia de agujeros de pernos o de remaches, de esfuerzos residuales u otro tipo de concentración de esfuerzos. El criterio de "carga de servicio" ha sido empleado para el diseño de la mayoría de los puentes existentes de acero y hasta la fecha es el criterio más común para el diseño y la evaluación de las estructuras.

Aún cuando se emplee el criterio de "factor de carga", el criterio de "carga de servicio" debe emplearse tanto para la evaluación de la calidad del servicio como de la fatiga y de la fractura.



El criterio del "factor de carga" toma como "estado límite" de un elemento estructural su "resistencia última". La seguridad se garantiza restringiendo la carga a un valor inferior a aquel que produciría la falla del elemento o el colapso de la estructura. El criterio del "factor de carga" debe encontrar reservas de resistencia más allá de la "primera cedencia" que puede presentarse a partir de una redistribución de esfuerzos. En la práctica ordinaria se emplea el método de análisis lineal elástico para determinar las cargas que actúan en un elemento y después se emplea un criterio de resistencia al nivel del elemento.

Los criterios basados en la resistencia, son cada vez más aceptados para el diseño y para la evaluación de puentes, incluyendo el método del "factor de carga" de las especificaciones AASHTO y hay cada vez mayor tendencia al uso del criterio con bases probabilísticas de factor de "carga y resistencia".

El método de "factor de carga" especifica factores de carga para los diferentes tipos de carga que se pueden presentar mientras que el método del factor de "carga y resistencia" establece la base para definir factores de carga y factores de resistencia. En muchos casos el criterio de "factor de carga y resistencia" dará como resultado una mayor capacidad para el elemento estructural.

En general se recomienda el criterio de "carga de servicio" para la evaluación inicial de los efectos de la corrosión. Este criterio es congruente con el diseño de la mayor parte de los puentes existentes y también se necesita emplear para las evaluaciones de fatiga, fractura y calidad de servicio; si los resultados no son concluyentes, se puede emplear el criterio de "factor de carga" que puede poner en evidencia algunas reservas adicionales de resistencia.

El criterio de deformación se relaciona principalmente con la calidad de servicio de la estructura. La pérdida de material debida a la corrosión puede abatir la rigidez de la estructura lo que puede dar lugar a flexiones y deformaciones inaceptables. También, cuando la deformación alcanza el rango inelástico se puede afectar la resistencia de la estructura.

El método de análisis que se emplea para verificar las deformaciones es el del criterio de carga de servicio en el rango elástico. La corrosión puede reducir la rigidez de los elementos y dar por resultado una deformación incrementada.

Dentro del criterio de estabilidad debe incluirse: la inestabilidad local, la inestabilidad del elemento y la inestabilidad estructural; también hay que considerar que la inestabilidad puede presentarse tanto en el rango elástico como en el rango plástico. En muchos casos el criterio de "inestabilidad" es el que controla el diseño de un elemento o de toda la estructura para lo cual se requiere modificar los esfuerzos permisibles en el caso de que se esté aplicando el criterio de "carga de servicio" para el análisis estructural o modificando el criterio de resistencia última. Debe tomarse en cuenta que la corrosión puede inducir excentricidades al mismo tiempo que reduce las propiedades de la sección como son el momento de inercia y el radio de giro reduciendo la resistencia al pandeo local o general de la estructura.

El criterio de fatiga se refiere al comportamiento de la estructura bajo el efecto de cargas repetidas, y debe asegurar que no se desarrollarán grietas de fatiga durante la vida útil prevista para la estructura. Generalmente las grietas de fatiga se inician en las regiones de máximo esfuerzo de tensión y en los lugares de máxima concentración

de esfuerzos como son los agujeros, las entalladuras o cualesquiera otras imperfecciones o discontinuidades.

La técnica que se emplea para verificar el criterio de fatiga es mediante el enfoque de la "carga de servicio", utilizando un método elástico de análisis.

Algunas de las condiciones creadas por el deterioro de la corrosión afectan la resistencia a la fatiga de la estructura, la corrosión uniforme, por ejemplo, afecta la rugosidad superficial del elemento que tiene como resultado el desarrollo de puntos localizados de concentración de esfuerzos en dicha superficie. La corrosión localizada puede originar, excentricidades, agujeros y otras discontinuidades singulares que dan lugar a una reducción en la resistencia a la fatiga. La corrosión por fatiga que se presenta cuando la estructura se encuentra expuesta a un medio ambiente corrosivo, también reduce la resistencia a la fatiga.

La corrosión por fricción ( " frettagé " ) puede originar agrietamientos que afectarán desfavorablemente el comportamiento a la fatiga de la estructura.

Se puede decir en general que el efecto de la corrosión en un elemento depende de sus condiciones originales, así dicho efecto será más significativo en un elemento laminado, que un elemento con detalles que lo hagan vulnerable a la fatiga como por ejemplo, soldaduras o agujeros de remaches.

El criterio de fractura se refiere a la posibilidad de que un elemento estructural se fracture y a que las fracturas sean dúctiles o frágiles.

Las fracturas frágiles ocurren sin una cedencia previa del material mientras que las fracturas dúctiles siempre son

precedidas por una deformación plástica local. Algunas condiciones de servicio tales como: temperaturas bajas, cargas de impacto en los elementos con severas discontinuidades y fuertes restricciones que bloquean la capacidad de cedencia local, afectan bastante la susceptibilidad del material a la fractura frágil.

En las discontinuidades que alcanzan un tamaño crítico, como resultado de la fatiga o de la corrosión bajo esfuerzo, también se presentan fracturas. El criterio de fractura, se basa también en las condiciones de "carga de servicio".

La fractura de un elemento crítico puede causar el colapso del puente sin ninguna indicación previa, por lo que debe darse especial atención a la fractura de estos elementos críticos cuando estén afectados por la corrosión.

El criterio de la redundancia de una estructura considera, que la falla de un simple elemento, no conducirá necesariamente a un colapso total. La redundancia se refiere a la capacidad de una estructura para redistribuir las cargas, después de la falla de uno o más de sus componentes. La evaluación de la redundancia estructural requiere de la comprensión clara del comportamiento de la estructura y de la importancia del elemento deteriorado. Cada vez es más aceptado el criterio de redundancia para el diseño de nuevos puentes y para la evaluación de los puentes ya existentes. Los efectos de la corrosión en una estructura de puente que sea muy redundante serán mucho menos peligrosos que en una estructura con escasa redundancia. Muchos de los puentes en servicio resultaron, sin que esa fuera la intención del diseñador, redundantes. En la práctica, ha habido muchos puentes en que la falla de un elemento o de alguna conexión, aún cuando se consideraron críticos en el diseño original, no produjeron el colapso de la estructura. Ha habido casos también, en que en el cordón inferior de

una armadura formado por dos secciones canal, una de las secciones canal ha fallado y la armadura continuó soportando las cargas muertas y vivas.

En otros casos ha fallado toda la cuerda inferior de una armadura y el sistema de piso continuó soportando la carga. Se cita así mismo que en un puente continuo cuya superestructura consistía en dos traveses de acero, falló una de estas traveses pero el puente no se colapsó. Sin embargo, en otros casos la falla únicamente del montante extremo de una armadura o una conexión como el tirante de un perno o la junta de una "barra de ojo" han sido causa de colapso de las estructuras.

Hasta la fecha el enfoque de la redundancia ha tenido más un carácter cualitativo que cuantitativo. Se suele considerar la redundancia bajo tres aspectos: redundancia en el flujo de las cargas, redundancia estructural y redundancia interna. La redundancia en el flujo de las cargas se refiere al caso en que existan elementos estructurales que sean capaces de soportar el flujo de carga correspondiente a algún elemento deteriorado o dañado, por ejemplo un puente cuya superestructura consiste en tres o más traveses, se define como "redundante para el flujo de la carga".

Un elemento estructuralmente redundante tiene continuidad dentro del flujo de la carga. Por ejemplo una trave continua o una estructura estáticamente indeterminada puede, definirse como "estructuralmente redundante". Un elemento con "redundancia interna" está constituido por varios elementos independientes de tal modo que la falla de uno de los elementos no dé lugar a la falla de los otros elementos. Por ejemplo puede considerarse que una trave armada remachada tiene "redundancia interna" mientras que no se puede decir lo mismo para una trave armada de placas soldadas. Los elementos soldados no son independientes y

una grieta que se desarrolle en uno de los elementos puede extenderse hasta los otros elementos.

La calidad crítica de un elemento o de un detalle de la estructura de un puente está referida a las consecuencias de la falla de dicho elementos o detalle. En algunos casos la falla de un elemento tiene un efecto muy insignificante en la integridad estructural del puente mientras que en otros casos puede ser la causa de un colapso súbito. La calidad crítica del elemento de un puente está determinada por los siguientes tres factores: localización y función, redundancia y modo de falla. No todos los elementos de un puente controlan su capacidad de soporte de las cargas, por ejemplo en una armadura tipo Warren de paso a través, los postes proporcionan soporte a la cuerda superior pero en realidad no soportan en forma básica ninguna "carga viva" ni ninguna "carga muerta". Sin embargo, los miembros de la cuerda superior y los de la inferior transmiten directamente las fuerzas de compresión y de tensión inducidas por las cargas "muertas" y "vivas".

La importancia de los miembros del alma de la armadura, montantes y diagonales crece a partir del centro del claro hacia los apoyos.

No todos los elementos de un puente que controlan su capacidad de soportar cargas tienen la misma importancia crítica. Si un elemento existe en forma altamente redundante, (constituido por varios componentes paralelos) y no es indispensable para la estabilidad, estará capacitado para resistir la falla de alguno de los componentes sin consecuencias serias, por el contrario el daño en un elemento que no sea estructural o internamente redundante puede dar lugar al colapso de una estructura que sólo tenga una trayectoria para el flujo de las cargas.

La probabilidad del modo de falla de un elemento afecta también su calidad crítica. El deterioro lento de un elemento que trabaje a la flexión no es tan crítico como la falla súbita por fractura de un elemento que esté trabajando a la tensión o la falla súbita por inestabilidad de un elemento trabajando a compresión.

Así los miembros más críticos en la estructura de un puente son los elementos no-redundantes que contralan la capacidad de la estructura para soportar la carga y cuya falla se espere que provoque un colapso súbito del puente, incluyendo miembros a tensión definidos como miembros críticos a la fractura y miembros en compresión que puedan fallar por inestabilidad. Estos miembros deben ser sujetos a una rigurosa evaluación.

El desarrollo de los métodos de análisis, la investigación continuada en relación con los puentes y la experiencia acumulada a través de los años han dado lugar a cambios en los criterios para el diseño de puentes. Es recomendable que para evaluar los efectos de la corrosión en un puente en servicio, se empleen los mismo criterios originales con que fué diseñado. En la mayor parte de los casos, se va a encontrar, que el criterio original de diseño para evaluar la resistencia del puente es bastante conservador. El criterio de evaluación que se emplee en relación con los efectos de la corrosión puede relacionarse con el criterio original mediante un factor de código CF, que se define como el cociente de la capacidad del elemento calculado con base en el criterio presente, criterio entre la capacidad, de dicho elemento con base en el criterio original. Cuando el "factor de código", CF, de un elemento resulte mayor que 1.0 se puede decir que el elemento tiene una capacidad en exceso de aquella que se consideró en el diseño original.

Cuando se tomen en cuenta los cambios en el criterio de di

seño que han ocurrido a través de los años en relación con la resistencia del elemento, también deben tomarse en cuenta los cambios que ha tenido lugar en las características de las cargas vivas, si es que la evaluación se está haciendo con base en la capacidad de carga.

Los factores de seguridad que se empleen afectan la evaluación de la capacidad residual y la capacidad remanente para soportar la carga de un puente. Tienen poco efecto en la evaluación de los factores residuales de capacidad. Cuando se calculan los factores residuales de capacidad, los mismos factores de seguridad aparecen en el numerador, y en el denominador y en la mayoría de los casos se cancelan.

En el enfoque de "carga de servicio" los factores de seguridad están incluidos en los esfuerzos permisibles especificados por las AASHTO. En el enfoque de "factor de carga", los factores de seguridad en los factores de reducción de carga y capacidad y toman en cuenta las incertidumbres en la cuantificación de las cargas y de la respuesta estructural.

La capacidad última de la sección transversal tiene que suponerse la resistencia de los elementos. En el enfoque de "carga y resistencia" los factores de seguridad se incluyen bajo la forma de factores de carga y factores de resistencia y son establecidos probabilísticamente debido a las incertidumbres que hay tanto en las cargas como en la resistencia estructural.

La concentración de esfuerzos es la localización de altos esfuerzos en la vecindad de un agujero, entalladura, pozo, muesca o cualquier otra discontinuidad. Algunas de las condiciones creadas por la corrosión pueden dar por resultado concentraciones de esfuerzos.



Las concentraciones de esfuerzos se cuantifican mediante factores pudiendo identificarse tres tipos: factores elásticos de concentración de esfuerzos, factores efectivos de concentración de esfuerzos y factores de fatiga de concentración de esfuerzos.

El factor elástico o teórico de concentración de esfuerzos es el cociente de dividir el máximo esfuerzo local entre el esfuerzo promedio calculado con base en la sección neta y suponiendo un comportamiento elástico lineal del material. En la mayor parte de los casos, sin embargo, el aceroso comporta de manera dúctil y tiene una cedencia por efecto de la concentración de esfuerzos. La cedencia plástica y la redistribución de esfuerzos resultante, que aún puede presentarse en materiales relativamente frágiles hace que el efecto de la concentración de esfuerzos en la resistencia del material sea menor que la que podría esperarse si se consideran esfuerzos elásticos únicamente. El significado práctico de la concentración de esfuerzos dependerá de factores tales como el tipo del metal y el tipo de carga.

Cuando las cargas sobrepasan el límite de cedencia el empleo del factor teórico resulta inapropiado y tiene el "factor efectivo de concentración de esfuerzos" que toma en cuenta la cedencia plástica y la redistribución de esfuerzos.

Este factor tiende a la unidad conforme aumenta la intensidad de la carga y toda la sección entra en el rango plástico.

La concentración de esfuerzos en materiales dúctiles no reduce su resistencia estática pero si pueden afectar otras características como son la deformación, la estabilidad y/o la fatiga. Debe tenerse presente que en general el ace

ro estructural empleado en la construcción de puentes tiene muy buena ductilidad.

En el caso de materiales frágiles bajo cargas estáticas solamente se alcanza una cedencia muy limitada y el factor efectivo de concentración de esfuerzos tiende al factor teórico o elástico.

En algunos casos como cuando se tiene el efecto del impacto, de la baja temperatura o cuando se tienen fuertes restricciones como las que se pueden presentar en las placas gruesas, los materiales dúctiles llegan a portarse como si fueran frágiles en presencia de entalladuras muy severas. Estos casos deben evaluarse con el método de análisis de la "mecánica de fracturas". En los casos prácticos, sin embargo, la corrosión no llega a producir dichas entalladuras muy severas.

El efecto de la concentración de esfuerzos en la resistencia a la fatiga se cuantifica empleando un "factor de concentración de esfuerzos de fatiga" o factor de entalladura de fatiga, este factor es el cociente de dividir el valor de la resistencia a la fatiga sin concentración de esfuerzos entre la resistencia a la fatiga con dicha concentración de esfuerzos. Su valor puede variar con el tipo de material, el tamaño del elemento así como con el número de ciclos de carga aplicados.

Vale la pena hacer notar que para la evaluación de este factor existen muchas limitaciones y que no puede aplicarse con confianza en todas las situaciones. La forma más confiable de determinarlo es mediante ensayos de fatiga en probetas de tamaño real y en condiciones reales.

En el caso de discontinuidades y agujeros originados por la corrosión resulta difícil establecer el valor del factor.

El procedimiento sugerido para evaluar los efectos de la corrosión comprende tres etapas :

ETAPA 1.- Pasos preparatorios que el ingeniero a cargo de la evaluación debe dar antes de la inspección de campo. El objeto de estos pasos es incrementar la efectividad de la inspección. Incluyen la obtención de los datos referentes al puente, la comprensión del comportamiento de la estructura y la coordinación con el inspector del propósito, de la inspección y del tipo de información que se requiere obtener de dicha inspección.

ETAPA 2.- Evaluación cualitativa de los efectos de la corrosión. Identificación del aspecto crítico de las condiciones creadas por la corrosión y de la urgencia de las acciones correctivas requeridas. Debe proporcionar una rápida evaluación inicial de las condiciones del puente, identificar los detalles de los elementos que deberán ser examinados más detalladamente en una evaluación cuantitativa.

ETAPA 3.- Evaluación cuantitativa de gabinete para determinar la capacidad residual del puente deteriorado.

Para mantener el esfuerzo de análisis equilibrado se recomienda hacer esta evaluación en dos niveles. Si por ejemplo, un procedimiento simple de análisis aproximado puede dar una clara indicación de las condiciones de un puente y permite determinar si es o no necesaria una reparación, no se requerirá hacer un análisis más exacto y costoso.

Como cada caso de corrosión puede tener diferentes efectos, no se puede dar un criterio definido respecto a lo que se debe involucrar uno o en otro de los niveles de análisis de gabinete.

cuatro niveles diferentes :

- valoración del esfuerzo nominal.
- valoración del esfuerzo estructural.
- valoración del esfuerzo de entalladuras.
- valoración de la seguridad con base en la mecánica de fracturas.

Estas valoraciones deben complementarse parcialmente unas a otras y deben llevar al mismo resultado final independiente una de otra.

En el enfoque del esfuerzo nominal, se demuestra por cálculo simple que el esfuerzo nominal, en la sección transversal del metal base que transmite la carga obtenida dividiendo la fuerza axial entre el área de dicha sección transversal, por los momentos flexionantes o torsionantes entre los módulos de sección correspondientes, es menor que el esfuerzo nominal resistente a la fractura por fatiga. El esfuerzo nominal resistente o permisible se establece hasta donde se conoce o se ha investigado a la fecha como un resumen gráfico o tubular en las especificaciones, en función de la geometría de la junta, del tipo de soldadura, del tipo de carga y de las condiciones de manufactura: tipo de acabado, defectos de contenido, etc. El enfoque del esfuerzo nominal ha sido introducido y reconocido a nivel mundial.

En el enfoque de valoración del esfuerzo estructural la distribución heterogénea de esfuerzos en la estructura soldada sujeta a la acción de cargas externas sin considerar el efecto de entalladuras, se determina, adicionalmente a los esfuerzos nominales ya sea con base en las teorías de la ingeniería de estructuras: teoría de las vigas, de los marcos, de las placas, y de los cascarones involucrando en la mayoría de los casos el análisis de modelos de elemento fi

nito, o bien por ensaye, involucrando la medición de esfuerzos, en este último caso con el problema ocasional de cerciorarse de excluir el esfuerzo de entalladura en las soldaduras. En casi todos los casos prácticos se encuentran pequeñas desviaciones de los esfuerzos estructurales con respecto a los esfuerzos nominales. Los análisis de esfuerzos de entalladura que se llevan a cabo adicionalmente, pueden hacerse a partir de los esfuerzos estructurales. Los valores permisibles máximos pueden establecerse para determinadas clases de componentes estructurales o la resistencia a la fatiga de una junta a tope simple o de filete sujetas a una carga axial alternante puede establecerse como una aproximación de una resistencia estructural local. En general el método del elemento finito ha ayudado mucho a que la aplicación del enfoque de valoración de esfuerzos estructurales sea aceptado y cada vez está recibiendo mayor aceptación.

En el enfoque de esfuerzos de entalladura la concentración de esfuerzos en la entalladura se determina para las orillas de la soldadura y hasta donde sea posible para su raíz, adicionalmente a los esfuerzos nominales y estructurales. La concentración de esfuerzos se determina ya sea por medición por medio de deformímetros (strain gage) colgados en las orillas de la soldadura o por medio de modelos fotoelásticos planos o bien mediante cálculo por el método del elemento finito o bien por el método de elementos de frontera. Por economía básicamente los cálculos se restringen a modelos seccionales planos pero que se pueden transportar aproximadamente a modelos en tres dimensiones.

Partiendo de los esfuerzos de frontera en las orillas de las soldaduras de costura de la estructura global (esfuerzos estructurales) se determinan los esfuerzos de entalladura de la estructura local, "la junta". Se consideran los esfuerzos permisibles de entalladura iguales a los va-

lores de resistencia a la fatiga determinados mediante ensaye en especímenes lisos elaborados del material base homogéneo. Sin embargo los esfuerzos máximos de entalladura deben de ser reducidos por el efecto de soporte de la entalladura. También se determinan directamente para los aceros estructurales las amplitudes permisibles de deformación de la entalladura en las orillas heterogéneas de las soldaduras. En el caso de ensaye con sucesiones de cargas de servicio de amplitud variable que está más próximo a la realidad, deberá llevarse a cabo un análisis más sofisticado de esfuerzo deformación y daño para la raíz de la entalladura.

Este enfoque que ha tenido éxito con los componentes estructurales no soldados, hasta ahora sólo ha sido realizado en casos excepcionales en estructuras soldadas.

En el enfoque de la mecánica de fracturas, se evalúan las inevitables grietas y defectos con base en el factor de intensidad de esfuerzos, en la punta de dichas grietas. La holgura en una junta con doble filete también puede ser valorada directamente como una macrogrieta, alternativamente al análisis de esfuerzos de entalladura. El crecimiento de la grieta estabilizada con el número de ciclos y el tamaño crítico de la grieta puede determinarse a partir de la amplitud del factor de intensidad de esfuerzos en la punta de la grieta. Esta es una valoración segura, considerando la presencia de inevitables defectos o grietas, pero no debe emplearse como herramienta para diseño y dimensionamiento. SE aplica principalmente en estructuras soldadas de alta calidad pero todavía necesita verificación empírica adicional.

La valoración con respecto a esfuerzos nominales es el enfoque que más se usa actualmente.

El procedimiento normal es el de trabajar con diferentes esfuerzos nominales permisibles en el material base para diferentes "clases de entalladuras" de las juntas.

Para asignar las juntas a las diferentes clases de entalladuras se toman en cuenta: el tipo de junta, el tipo de soldadura, el tipo de carga, la calidad de la manufactura y la presencia o ausencia de defectos. Se toman como bases los resultados de los ensayos de fatiga, no los resultados de los análisis de fatiga.

La designación de la "clase de entalladura" no es muy apropiada pues el efecto de entalladura en realidad oculto y no se cuantifica.

Expresándose más precisamente son clases de esfuerzos nominales permisibles para el metal base. La junta en estudio se identifica con una o más curvas S-N normalizadas de esfuerzos resistentes permisibles. La desventaja de este procedimiento es que sólo unas cuantas juntas de importancia práctica pueden ser asimiladas a las curvas S-N con suficiente confianza en base a ensayos de fatiga (principalmente juntas a tope y cruciformes, atiesadores transversales). Aún más es desventajoso que para las juntas más complejas (juntas tubulares) haya frecuentemente varias posibilidades (de igual valor) para definir el esfuerzo nominal que a su vez llevan a definir diferentes esfuerzos nominales permisibles.

Sin embargo, este procedimiento de asignación es el que se usa principalmente en la práctica si existe suficiente soporte empírico.

Si el esfuerzo nominal permisible del material base se establece de esta manera, una precondición tácita es que puede ignorarse el esfuerzo nominal de la soldadura de cordón

al menos para las soldaduras que han sido bien dimensionadas estáticamente. Los esfuerzos nominales permisibles, para el material base, especialmente para soldaduras a tope y de filete, así como para los atiesadores longitudinales y transversales resultan a menudo ser diferentes dependiendo del tipo de junta en que fué clasificado (por ejemplo: esfuerzo transversal nominal permisible para soldadura de filete en junta cruciforme, comparado con el de la junta traslapada). La influencia de la forma en esta diferencia es mucho más marcada si se compara los valores de los esfuerzos permisibles nominales establecidos para la junta a tope que básicamente es concéntrica y tiene una desviación del flujo de fuerzas muy ligera, comparada con la soldadura de filete que es sumamente excéntrica y tiene una desviación del flujo de fuerzas muy marcada. La combinación afortunada, en el caso de carga estática, de las características de las soldaduras a tope y de filete a través de el esfuerzo nominal en el plano medio de las soldaduras, no ocurre en el caso de la fatiga ya que los esfuerzos nominales en el cordón de soldadura se descartan expresamente debido a la influencia dominante de la forma.

Del mismo modo todas las otras consideraciones que se refieren a los esfuerzos nominales del cordón de soldadura, deben eliminarse por lo menos en el primer intento y sólo puede recurrirse a ellas en forma adicional, en casos especiales por ejemplo para explicar la variación de los esfuerzos nominales permisibles en el material base ante el hecho de las fracturas menos frecuentes en el cordón de soldadura (que pueden evitarse mediante un dimensionamiento amplio de dicho cordón de soldadura).

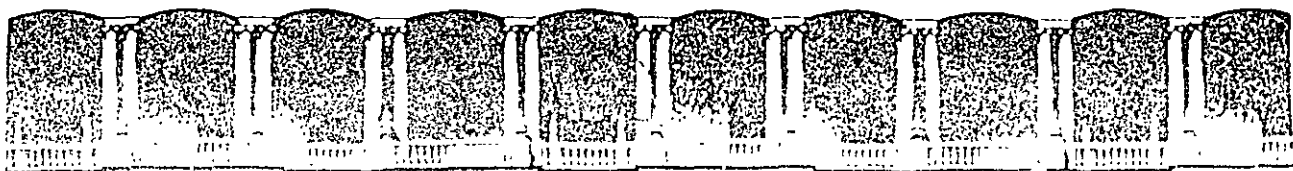
Como las soldaduras de filete generalmente tienen una sección transversal de soldadura mayor que la de la sección transversal del material base, los esfuerzos nominales para las soldaduras de filete resultan consecuentemente infe



riores que el esfuerzo ~~nominal~~ relevante para el material base.

Toda la información en la resistencia a la fatiga de las juntas se ha obtenido de ensayos a la fatiga en especímenes soldados típicos. Los datos cuantitativos relacionados con la resistencia a la fatiga de las juntas es difícil de interpretar porque los resultados obtenidos de una serie de ensayos de resistencia a la fatiga se muestran siempre dispersos a tal grado que resulta indispensable la evaluación estadística y es la norma en la actualidad.

No obstante, los valores medios estadísticos determinados por diferentes laboratorios resultan también francamente dispersos cuando se analizan dentro del mismo problema de fatiga a veces con órdenes de magnitud de dos para los esfuerzos permisibles, por eso es conveniente hacer las pruebas de fatiga lo más cercanas a la realidad, para el problema de que se trata ( ensayos de la resistencia de servicio a la fatiga ).



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.  
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

## **CURSO INSTITUCIONAL**

**INSPECCION, MANTENIMIENTO Y REHABILITACION  
DE PUENTES**

**del 27 de octubre al 7 de noviembre de 1997**

**I. M. T.**

**SITUACION GENERAL DE LOS PUENTES  
EN MEXICO**

**Ing. Amílcar Galindo Solórzano  
Palacio de Minería  
1997**

# Situación General de los puentes en México.

Ing. Amílcar Galindo Solórzano

## SISTEMA DE ADMINISTRACION DE PUENTES

Ing. Amilcar Galindo S.  
Director de Apoyo Técnico  
Dirección General de Proyectos,  
Servicios Técnicos y Concesiones

Ing. Miguel Barousse Moreno  
Jefe de la División de Informática  
Instituto Mexicano del Transporte.

### RESUMEN.

En este trabajo se destaca la importancia que tiene la conservación de los puentes - para prevenir que los daños causados por los agentes ambientales y por las cargas -- rodantes disminuyan sus condiciones de servicio o provoquen la falla, generando puntos de estrangulamiento en la red vial de transporte.

Para la realización de las tareas de conservación se estima necesaria la implantación en cada una de las entidades responsables de los puentes de un sistema de administración, que se define como un conjunto de organizaciones administrativas y técnicas, - regidas por normas y procedimientos con el objeto de proyectar, realizar y supervi-- sar todas las actividades relativas a los puentes desde el momento en que estas obras se ponen en servicio.

Se describen los componentes básicos del sistema y se comparan las metas deseables - de esos componentes con la situación actual en algunas entidades mexicanas.

Dentro del sistema propuesto se incluye un sistema de cómputo que permitiría la - automatización de las actividades de administración de la conservación de puentes.

De este sistema denominado SIAP se describen algunos avances.

**NECESIDAD DE CONSERVAR LOS PUENTES**

Numerosos puentes de la red nacional de carreteras presentan daños importantes - como consecuencia de la acción agresiva de los agentes naturales y del crecimiento desmesurado de las cargas.

El deterioro causado por los agentes naturales es común a todas las obras de ingeniería civil y es el resultado de un proceso mediante el cual la naturaleza -- trata de revertir el procedimiento artificial de elaboración de los materiales - de construcción y llevarlos nuevamente a su estado original. De esta manera el- concreto, piedra artificial formada por agregados pétreos unidos con concreto y agua, por efecto de los cambios de temperatura, el intemperismo y otros agentes, se agrieta y se desconcha y tiende a convertirse otra vez en arena, grava y ce- mento separados. Así mismo, el acero, formado por hierro con un pequeño agregado de carbono, es un material artificial inexistente en la naturaleza, que por efec- to de la oxidación tiende a convertirse en un material más estable.

Por lo que se refiere a las cargas rodantes, el desarrollo tecnológico ha propi- ciado la aparición de vehículos cada vez más pesados en respuesta a la demanda de los transportistas que encuentran más lucrativa la operación de vehículos de ma- yor peso y por otra parte, el desarrollo económico se ha reflejado en un notable incremento del parque vehicular. En los últimos 35 años el número de habitantes y la longitud de la red se han triplicado, en tanto que el número de vehículos - se ha multiplicado por veinticinco. Una gran parte de nuestros puentes fueron - calculados para la carga AASHTO H-15 con un peso total de 13.7 ton, en tanto que el camión tipo T-3-S-3 autorizado por el Reglamento de operación de caminos tie- ne un peso legal de 47 ton. y frecuentemente un peso ilegal de 75 ton. Esta si- tuación explica los daños en las estructuras de pavimentos y puentes, causados - por el aumento de las sollicitaciones mecánicas al aumentar el peso de las cargas rodantes y por la disminución de resistencia por efecto de la fatiga estructural

ocasionada por el aumento de frecuencia en la aplicación de esas cargas.

Examinada con mayor atención la naturaleza de estas causas principales de daños en los puentes, se desprende que son ineludibles. La acción agresiva de los -- agentes ambientales forma parte del marco de referencia en que la ingeniería - debe desenvolverse y, tomando en cuenta que la infraestructura debe estar al - servicio del transporte, la tendencia creciente del peso y número de los vehícu- los debe considerarse también componente obligada del citado marco de referencia. Por esta razón, las entidades responsables de la operación de las redes de carre- teras y ferrocarriles, deben considerar la conservación de los puentes como par- te obligada de su quehacer a fin de mantener los niveles adecuados de seguridad y servicio de las estructuras.

Desafortunadamente existe un considerable rezago en la conservación de los puen- tes que se traduce en un deterioro creciente de su estado físico. Entre las -- razones que explican, pero no justifican ese rezago, pueden señalarse las si-- guientes:

- **Escasez de recursos.** La crisis económica en que se vió inmerso nuestro país a principios de la década de los ochenta motivó un considerable descenso del - gasto público y una desafortunada minimización de recursos disponibles para la conservación. Por el contrario, la crisis económica debió haber sido motivo - para conservar con mayor esmero la infraestructura existente ya que de destruir se sería imposible restituirla por la escasez de recursos.

- **Preferencia a la estructura térrea.** Los limitados recursos asignados a la -- conservación de la red, se han canalizado en el pasado fundamentalmente a la - atención de la estructura térrea (terracerías y pavimentos) debido a que los - materiales que la conforman son más vulnerables que los predominantes en los - puentes, lo que motiva daños más extensos y más frecuentes. Los materiales de los puentes, son ciertamente más durables, pero no son eternos y su falta de - conservación puede destruirlos, ocasionando pérdidas económicas más cuantiosas

e interrupciones más prolongadas del tránsito.

- **Impopularidad de la conservación.** El crecimiento demográfico, el acceso de grupos cada vez mayores a mejores niveles de vida y la urbanización creciente generan una gran demanda de diversas obras nuevas de infraestructura, ante las cuales la conservación de las obras existentes resulta una tarea poco atractiva para la sociedad y sus dirigentes y queda por lo tanto en desventaja en la competencia por la asignación de recursos.

- **Carencia de cultura de conservación.** En una sociedad subdesarrollada existe poca conciencia sobre la necesidad de conservar las obras tanto públicas como privadas. Puede decirse que un índice del desarrollo de una nación podría obtenerse en función de la proporción de recursos asignados a la conservación respecto al gasto total en construcción.

Aun cuando por su longitud los puentes representan una porción pequeña de la red, constituyen eslabones vitales que garantizan la continuidad del funcionamiento de toda la red. Su colapso ocasiona frecuentemente pérdidas de vidas y cuantiosas pérdidas económicas, tanto por la obra destruida como por la interrupción o demora de la operación. Su reconstrucción plantea a menudo complejos problemas de ingeniería. Constituyen además obras que cautivan la atención del público por lo que su falla ocasiona la pérdida de credibilidad o de prestigio de las entidades a cargo de ellos. Por estas razones, conservarlos es una necesidad esencial.

**SITUACION DE LA CONSERVACION DE PUENTES EN MEXICO**

En los 40 000 km de la red federal de carreteras existen aproximadamente 5000 puentes con una longitud del orden de 200 km, que representan una inversión superior a los 8 billones de pesos. De acuerdo con los resultados de numerosos estudios realizados en todo el mundo, un nivel mínimo recomendable de inversión para la conservación de estructuras viales es el 2% de la inversión inicial. Lo que

conduce a definir un presupuesto anual de 160 mil millones de pesos como el -  
mínimo necesario para la conservación de esas obras. Desafortunadamente por -  
muchos años, por las razones apuntadas, los presupuestos asignados fueron nulos  
o mucho menores a la cifra señalada, lo que ha propiciado una grave acumulación -  
del deterioro. En una evaluación reciente de los puentes de la red federal se -  
estimó que aproximadamente en 3000 de ellos, el 60% del total, se requerían ac-  
ciones importantes de rehabilitación. Obviamente, los presupuestos anuales que -  
para estas acciones se requieren, al incluir tareas de reparación y reforzamiento,  
son mucho mayores que la cifra arriba señalada que se refiere únicamente a accio-  
nes preventivas y no correctivas.

Es oportuno mencionar que el problema planteado no es exclusivo de México, sino -  
que existe en numerosos países y con mayor agudeza en los países más desarrolla-  
dos que tienen infraestructuras viales más extensas y más antiguas. En los Es-  
tados Unidos, por ejemplo, existen en la red federal de carreteras 574000 puen-  
tes, de los cuales 200000 deben remplazarse o reforzarse por obsolescencia fun-  
cional o por insuficiencia estructural, a un costo de 50000 millones de dólares-  
US, que se invertirán en un lapso de 20 años.

Adicionalmente, en Francia los 6700 puentes de la red principal de carreteras --  
requieren una inversión anual de 40 millones de dólares US durante veinte años.-  
De esta inversión, un tercio se destinará a acciones preventivas de mantenimien-  
to y dos tercios a la rehabilitación o reemplazo del 25% de esas obras.

A pesar de que la construcción y administración institucional de puentes carre-  
teros en México empieza en 1925 con la fundación de la Comisión Nacional de Cá-  
minos, es sólo hasta 1982 cuando se inician acciones administrativas que consi-  
deran el problema global de la conservación de puentes. Antes de esa fecha sólo  
se emprendían acciones dispersas referidas a casos puntuales, que en su mayor -  
parte se aplicaban a la reconstrucción de puentes colapsados por socavación du-  
rante los temporales y que sólo raras veces constituían verdaderas acciones - -



preventivas de conservación, como la renovación de la pintura de estructuras metálicas.

En 1982 se levanta un inventario de los puentes de la red federal que incluye una evaluación de sus condiciones. Este documento constituye un esfuerzo importante de la Dirección General de Construcción y Conservación de Obra Pública por el control de las estructuras viales a su cargo. Posteriormente, se establecen Residencias de Conservación de Puentes en la mayor parte de los Estados y se llevan a cabo numerosas obras de reparación y modernización de puentes, con inversiones crecientes a precios reales año con año. Similares esfuerzos han sido realizados en la última década por el organismo Caminos y Puentes Federales de Ingresos y Servicios Conexos, por el Departamento del Distrito Federal y por la empresa de Ferrocarriles Nacionales de México para atender los puentes a su cargo. Estas tareas fueron en buena parte impulsadas por la ocurrencia de algunos colapsos de puentes debidos tanto a sobrecargas excesivas como a mal estado físico de las obras.

Por lo expuesto, resulta evidente que la conservación de los puentes presenta ahora un avance considerable respecto a la situación que se tenía hace diez años. Sin embargo, para consolidar los esfuerzos realizados y orientar adecuadamente las tareas futuras, se estima conveniente que cada una de estas Dependencias implante un sistema de administración para la conservación de los puentes a su cargo.

Por otra parte, es importante señalar que existen numerosos puentes que se encuentran desprotegidos porque las entidades que los administran, quizás fundamentalmente por la carencia de recursos, no han todavía realizado acciones sustantivas para su conservación y rehabilitación. Se trata de los puentes de las redes Estatales de caminos alimentadores y de los puentes de los caminos rurales. Aunque estos puentes soportan en general volúmenes de tránsito mucho menores que los de la red troncal, muchos de ellos tienen una gran antigüedad y un deterioro

severo como consecuencia de una escasa o nula conservación, por lo que constituyen un grave peligro para la seguridad pública. A estas obras desprotegidas deben sumarse muchos puentes dispersos por todo el país, construidos por municipios de escasos recursos o por particulares, que constituyen un peligro peor, ya que en muchos casos a un deficiente estado de conservación añaden una condición original defectuosa por haber sido diseñados y construidos con graves carencias de tecnología.

Para todas estas obras es urgente implantar programas de conservación similares a los emprendidos por las entidades mayores mencionadas arriba y protegerlos con sistemas de Administración de la Conservación que podrían tener por alcance el territorio de cada una de las Entidades Federativas. Aunque es evidente que las pequeñas obras municipales y rurales, por su aislamiento y lejanía, quedan mejor vigiladas y conservadas por las autoridades locales, se estima conveniente que el sistema de Administración quede a cargo del Gobierno del Estado para que éste proporcione el necesario apoyo técnico y económico.

#### **SISTEMA DE ADMINISTRACION DE PUENTES**

En una publicación reciente del Banco Mundial destinada a servir como guía para la implantación de sistemas de administración de puentes en países en desarrollo, se define a un sistema de este tipo como "un conjunto de elementos administrativos y organizacionales, normas y procedimientos implantados por una institución para organizar, realizar y supervisar todas las actividades relacionadas con los puentes a su cargo después de la puesta en servicio de éstos".

Los objetivos generales del sistema son los siguientes:

- Garantizar la seguridad de los usuarios.
- Proteger la inversión patrimonial.
- Predecir con suficiente anticipación el monto de los recursos necesarios para la conservación y rehabilitación de las obras.

- Garantizar la continuidad y la calidad del servicio.
- Optimizar la aplicación de los recursos disponibles.

Por lo que se refiere a los puentes carreteros de la red federal, la Secretaría de Comunicaciones y Transportes cuenta con todos los elementos administrativos y organizacionales que permiten la pronta implantación del sistema propuesto a través de la estructura existente en los Centros SCT y en las Dependencias centrales, requiriéndose únicamente el fortalecimiento de algunos recursos específicos necesarios para la operación del sistema; por esta razón en lo que sigue se discutirán algunas necesidades en cuanto a normas y procedimientos.

**Organización de campo.** Dentro del sistema se requieren organismos que realicen directamente las tareas de campo. En el caso de la red federal de carreteras - los organismos responsables a este respecto deben ser las Residencias de Conservación de puentes auxiliadas en lo conducente por las Unidades Generales de Proyectos, Servicios Técnicos y Concesiones. Las tareas a realizar por estas dependencias dentro de este sistema son las siguientes:

- Inventario
- Inspecciones
- Evaluaciones

**Inventario.** Como ya se mencionó, existe ya un inventario de gran utilidad, sin embargo, este documento requiere ser revisado para la eliminación de algunas - inexactitudes, la actualización de algunos datos y la simplificación de la in- formación captada para facilitar su manejo.

El inventario debe incluir exclusivamente datos de carácter casi permanente, úti les para tomar decisiones básicas y no para decisiones de ingeniería. Deben se- perarse de la forma del inventario las cuestiones referentes a la detección y - evaluación de daños. Entre esos datos se incluyen los siguientes:

- Nombre
- Ubicación

- Dimensiones:

Longitud total  
Longitud de cada claro  
Altura sobre terreno  
Ancho  
Ancho de accesos

Tipo de:

Superestructura  
Dispositivos de apoyo  
Subestructura  
Cimentación (de ser posible)

Fecha aproximada de construcción

Institución que construyó

Es recomendable que todos los puentes de la red sean identificados con un solo nombre, colocado físicamente en el sitio con señales informativas en ambos extremos de la obra.

**Inspecciones.** Para la detección y evaluación de daños se requiere inspeccionar los puentes. Se recomiendan tres tipos de inspecciones:

Inspección preliminar.- A realizarse por lo menos una vez al año en cada puente por parte de personal local no especializado en puentes, pero sí adiestrado específicamente para la identificación y evaluación de daños. La brigada de inspección debe estar formada por lo menos por tres técnicos y uno de ellos debe ser ingeniero. El personal contará con un equipo mínimo y la inspección será fundamentalmente visual. La época más recomendable para realizar esta inspección es al término de la temporada de lluvias, cuando la disminución de los niveles de agua facilita el acceso bajo las obras y cuando están frescos los indicios de socavación, principal causa de colapsos.

Al término de la inspección preliminar, el jefe de la brigada procederá a una calificación global de la obra. En virtud de la escasez de información y de la superficialidad de la inspección, no es posible adoptar un sistema cuantitativo sofisticado de calificación, por lo que en forma práctica se recomienda que las obras se incluyan en alguno de estos tres grupos:

- A.- Puentes que por la gravedad de sus daños requieren de atención inmediata.
- B.- Puentes que presentan daños que deben ser atendidos en un plazo mediano (6 años) porque su situación puede degradarse hacia la condición A.
- C.- Puentes que sólo presentan daños menores que pueden corregirse con tareas de mantenimiento rutinario a cargo de las brigadas de conservación.

Para la ejecución de estas inspecciones preliminares existen actualmente dos publicaciones de ayuda, un "Formato para la inspección de puentes y pasos a desnivel" y una "Guía para la inspección y conservación de puentes" (en dos tomos).-- Ambos documentos requieren ser revisados, el primero para simplificarlo ya que su manejo práctico ha resultado laborioso y el segundo para adaptarlo a las condiciones nacionales, ya que es traducción de una publicación norteamericana de la AASHTO. Se sugiere que para esta revisión se tomen en cuenta únicamente los daños graves que con mayor frecuencia se presentan en los puentes más comunes y que pueden sintetizarse como sigue:

- Socavación
- Grietas y asentamientos en la subestructura
- Daños en dispositivos de apoyos
- Grietas en la superestructura
- Flechas y vibraciones excesivas por carga viva
- Golpes
- Daños en juntas de dilatación
- Vegetación y basura sobre la estructura
- Corrosión
- Infiltraciones

La inspección de los puentes especiales que pudieran presentar problemas distintos a los arriba indicados, quedaría aún en su fase preliminar, a cargo de personal especializado.

Inspección Principal. A realizarse por lo menos una vez al año en aquellos puentes que hayan sido clasificados en el grupo A durante la inspección preliminar. Esta segunda inspección la realizará personal especializado en puentes, procedente de oficinas centrales o regionales, y tendrá por objetivo ratificar o rectificar la calificación preliminar. Para ello deberá contarse con equipos que permitan el acceso a todas las partes del puente y que permitan la medición cuantitativa de las respuestas de la estructura con precisión suficiente.

Con los resultados de la inspección principal, podrá calificarse cuantitativamente el estado de cada puente mediante un procedimiento pendiente de definirse.

Inspección especial. Se realizará por personal altamente especializado en aquellos puentes que vayan a ser rehabilitados y tendrá por objeto el recabar los datos necesarios para la realización del proyecto ejecutivo. Entre las actividades a realizar se incluyen el levantamiento geométrico de la estructura, la determinación de la naturaleza y extensión de los daños y la realización de diversos estudios que permitan determinar la causa y el mecanismo de propagación de los daños. Para esto es necesario utilizar equipos desarrollados por la tecnología mundial para la observación de obras. Dada la extensión y complejidad de estos trabajos y el alto grado de responsabilidad profesional que implican, es recomendable que se realicen con el apoyo de empresas especializadas de consultoría, -- contratadas para ese efecto.

Organización central. Dentro del sistema propuesto se requiere que la toma de decisiones sobre las acciones de conservación de los puentes se tome en una organización central que deberá además supervisar la ejecución de los trabajos. -- Estas tareas no pueden estar a cargo de la organización de campo porque deben realizarse considerando la operación global de la red y no únicamente las - -

circunstancias particulares de cada caso. Para los puentes de la red federal - de carreteras esta organización será en primera instancia el Centro SCT en cada Estado y en segunda, las dependencias centrales. Las actividades centralizadas dentro del sistema propuesto son las siguientes:

- Integración del banco de datos
- Evaluación de las obras
- Definición de acciones

**Banco de datos.** Con las cédulas de inventario y con los informes de las inspecciones se integrará un expediente para cada puente. A esta información se añadirá toda la información técnica sobre el puente que pueda recabarse.

Entre los documentos de interés pueden señalarse los siguientes:

- Estudios previos: topográficos, hidráulicos, geotécnicos, de ingeniería de tránsito, etc.
- Memorias de cálculo y planos estructurales.
- Datos de construcción: Contratos, modificaciones al proyecto, control de calidad, etc.
- Reportes de accidentes.
- Datos sobre reparaciones o reforzamientos, incluyendo costos.

Los expedientes deben agruparse por tramo, carretera y por red, para conformar un archivo ordenado que permita la recuperación rápida de la información.

**Evaluación.** Si se dispone de la información arriba descrita puede procederse a una evaluación global del puente. La evaluación debe incluir el aspecto estructural - y el funcional. En el primero, se determina la capacidad remanente de carga o bien se define el margen de seguridad entre las acciones aplicadas y las resistencias de los elementos estructurales. En el aspecto funcional se determinan las capacidades hidráulica y vial del puente y se comparan con las demandas respectivas. Existen en la literatura técnica mundial algunas guías para la --

determinación de estas capacidades para los casos más comunes y que incluyen -- recomendaciones para subsanar la falta o la imprecisión de los datos. Estas -- guías, seguramente requerirán de ajustes para adaptarse a las circunstancias de los puentes nacionales.

Dentro de la evaluación debe, finalmente, incluirse una estimación de la vida - remanente del puente, en función de su capacidad actual y de la evolución previs- ta de la demanda. Esta estimación es generalmente controvertible, pero es nece- sario realizarla porque es dato de entrada para la evaluación económica de alter- nativas de proyecto.

**Definición de acciones.** La evaluación de cada caso permite a la organización -- central definir la acción que debe tomarse. Cuatro son los tipos de acción que se consideran:

Acción 0. - No hacer nada puede resultar una opción técnicamente válida en algu- nas circunstancias.

Acciones normativas. - Colocación de señales. Limitaciones de uso (imposición - de peso máximo, reducción de velocidad, restricción a un solo carril, etc.). - En nuestro país ha sido difícil la implantación de este tipo de medidas.

Acciones preventivas. Inspecciones más frecuentes, monitoreo de grietas, defor- maciones y asentamientos, colocación de apuntalamientos.

Acciones ejecutivas. Se refieren a la realización de obras en el puente. Para estas obras, pueden considerarse cinco niveles de atención:

**1. Mantenimiento** Aún cuando las palabras "mantenimiento" y "conservación" se to- man generalmente como sinónimos, en el sistema propuesto se reserva la primera a designar aquellas acciones que corrigen anomalías que no han causado todavía da- ño pero que si persisten pueden llegar a causarlo. El deshierbe y la limpieza - son acciones típicas de mantenimiento.



**2. Conservación.** Se refiere a acciones que corrigen daños que todavía no tienen carácter estructural, pero que si se dejan progresar pueden llegar a adquirirlo. La renovación de la pintura de estructuras metálicas, realizada cuando ya se ha caído parcialmente pero antes de que la corrosión merme la resistencia de los elementos expuestos, es un ejemplo de trabajo de conservación.

**3. Reparación.** Acciones que corrigen daños estructurales pero que se limitan a recuperar la capacidad original. Como ejemplos pueden presentarse la inyección de grietas con resinas epóxicas en estructuras de concreto dañadas y la reposición de áreas perdidas por corrosión mediante el añadido de cubreplacas soldadas en perfiles metálicos.

**4. Modernización.** Abarca las acciones que modifican la estructura de un puente con el objeto de incrementar su capacidad original. Estas acciones pueden realizarse sobre una estructura con o sin daños. Las acciones se designan de **reforzamiento** si se aumenta la capacidad estructural. Esto puede lograrse entre otros métodos, mediante el colado de sobreespesores en los elementos de concreto, mediante la introducción de presfuerzo o exterior o por el añadido de placas pegadas o soldadas.

Ha sido frecuente el incremento de la capacidad vial mediante el ensanchamiento de la calzada para lo cual se ha recurrido a sistemas estructurales diversos. También se han adaptado puentes antiguos a las necesidades del tránsito moderno corrigiendo su alineamiento horizontal o vertical con la aplicación de gatos hidráulicos, con estos mismos aparatos se ha elevado la rasante de algunos puentes para incrementar su capacidad hidráulica.

**5. Substitución.** Cuando se juzgue que el estado de deterioro de una estructura es tan avanzado que resulta económicamente poco factible repararla o modernizarla, es necesario sustituirla. La substitución puede ser parcial o total. Muy a menudo ha resultado conveniente desmantelar o demoler una superestructura obsoleta y aprovechar la subestructura existente para el apoyo de una superestruc-

tura nueva de características adecuadas a los requerimientos actuales del tránsito.

En el caso de substitución total se plantea el problema de qué hacer con la obra desecheda.

Se tienen tres opciones:

- Abandono
- Demolición
- Cambio de uso

La primera es la que con mayor frecuencia se sigue, por comodidad, pero no siempre está indicada. Si la obra desecheda es una ruina que amenaza la seguridad pública o la estabilidad de otras construcciones, debe demolerse y sus escombros retirarse del sitio. Si por otra parte, el puente substituido es de valor histórico o artístico debe considerársele parte del patrimonio de la nación y se le debe conservar. Para facilitar esta tarea, ha resultado conveniente un cambio de uso de la obra antigua, por ejemplo la conversión de puente vehicular a puente peatonal.

La definición del tipo de acción y del nivel de atención que debe darse resulta obvia en algunos casos, pero en otros se plantean varias alternativas viables y es necesario apoyarse en criterios de priorización y en análisis económicos.

**Criterios de Priorización.**- Deben establecerse en función de políticas generales de expansión de la red y con miras a mejorar los servicios de transporte. A título de ejemplo cabe señalar la necesidad de modernizar todos los puentes ubicados en los 12000 km que tienen volúmenes de tránsito promedio diario anual superior a 3000 vehículos; o la necesidad de reforzar los puentes de los tramos de la red por los que se ha detectado que circulan con mayor frecuencia sobrecargas extraordinarias.

**Análisis económicos.** Para el análisis económico de cada alternativa debe determinarse:

- La extensión de la vida del puente que se logra con las obras consideradas.
- Costos y beneficios totales de la alternativa (se incluyen costos de construcción, conservación y operación así como beneficios inmediatos y futuros en función de la evolución prevista del tránsito y adicionando el valor de rescate de la estructura al término de la vida económica.
- Obtención de la decisión económica calculando los valores presentes netos, -- aplicando la tasa de descuento usual para proyectos públicos. El valor presente neto es la diferencia de los beneficios totales a valor presente menos los costos totales a valor presente. Si esta diferencia es positiva, la acción analizada es aceptable. Para varias alternativas, la más conveniente será aquella que arroje el valor presente neto más alto.

## **SISTEMA DE COMPUTO**

El sistema de administración de puentes no es únicamente un sistema de cómputo, -- sino una organización orientada a mantener en buen estado de funcionamiento los puentes, con base en los lineamientos antes expuestos. Para la operación de esa organización resulta, eso sí, útil aplicar las herramientas de la tecnología -- actual mediante un sistema de cómputo.

El Instituto Mexicano del Transporte se encuentra elaborando actualmente un sistema para la Administración de puentes en México, dentro del cual se incluye un sistema de cómputo llamado **SIAP, Sistema de Administración de puentes.**



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.  
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

## **CURSO INSTITUCIONAL**

**INSPECCION, MANTENIMIENTO Y REHABILITACION  
DE PUENTES**

**del 27 de octubre al 7 de noviembre de 1997**

**I. M. T.**

**FORMATO PARA INSPECCION DE PUENTES  
Y POSO A DESNIVEL**

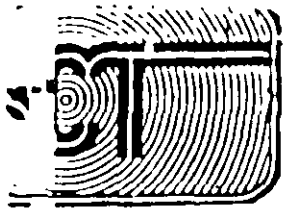
**Palacio de Minería  
1997**



**SUBSECRETARIA DE INFRAESTRUCTURA.**  
DIRECCION GENERAL DE PROYECTOS,  
SERVICIOS TECNICOS Y CONCESIONES.

# ***FORMATO PARA INSPECCION DE PUENTES Y PASOS A DESNIVEL***

México, D.F.  
1995



# SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES SUBSECRETARIA DE INFRAESTRUCTURA

## FORMATO PARA INSPECCION DE PUENTES Y PASOS A DESNIVEL

TE _____ CUI PO _____ ETERA _____ NO _____	KM _____ EN EL CENTRO DE LA ESTRUCTURA  ORIGEN _____	ENTIDAD FEDERATIVA _____ INSPECTOR _____ FECHA _____
---	---	--

**ACCESOS**  
( 40 M ANTES Y DESPUES DE LA ESTRUCTURA )

CONCEPTO	INFORMACION DE CAMPO			
	MARGEN DERECHA ( EN PUENTE )	ENTRADA ( EN PASOS A DESNIVEL )	MARGEN IZQUIERDA ( EN PUENTE )	SALIDA ( EN PASOS A DESNIVEL )
<b>ALINEAMIENTO HORIZONTAL</b>	TANGENTE <input type="checkbox"/> CURVA <input type="checkbox"/> SI LA CURVA SE CONSIDERA PELIGROSA, ES POR: FALTA DE VISIBILIDAD <input type="checkbox"/> SOBRE ELEVACION ESCASA <input type="checkbox"/> CURVATURA EXCESIVA <input type="checkbox"/> FALTA DE SEÑALAMIENTO <input type="checkbox"/> AMPLIACION ESCASA <input type="checkbox"/> OTROS _____ _____ _____ _____	TANGENTE <input type="checkbox"/> CURVA <input type="checkbox"/> SI LA CURVA SE CONSIDERA PELIGROSA, ES POR: FALTA DE VISIBILIDAD <input type="checkbox"/> SOBRE ELEVACION ESCASA <input type="checkbox"/> CURVATURA EXCESIVA <input type="checkbox"/> FALTA DE SEÑALAMIENTO <input type="checkbox"/> AMPLIACION ESCASA <input type="checkbox"/> OTROS _____ _____ _____ _____	TANGENTE <input type="checkbox"/> CURVA EN CRESTA <input type="checkbox"/> CURVA EN COLUMPIO <input type="checkbox"/> SI EL ALINEAMIENTO SE CONSIDERA PELIGROSO, ES POR: PENDIENTE EXCESIVA <input type="checkbox"/> VISIBILIDAD ESCASA <input type="checkbox"/> FALTA DE SEÑALAMIENTO <input type="checkbox"/> OTROS _____ _____ _____ _____	TANGENTE <input type="checkbox"/> CURVA EN CRESTA <input type="checkbox"/> CURVA EN COLUMPIO <input type="checkbox"/> SI EL ALINEAMIENTO SE CONSIDERA PELIGROSO, ES POR: PENDIENTE EXCESIVA <input type="checkbox"/> VISIBILIDAD ESCASA <input type="checkbox"/> FALTA DE SEÑALAMIENTO <input type="checkbox"/> OTROS _____ _____ _____ _____
<b>ALINEAMIENTO VERTICAL</b>	TANGENTE <input type="checkbox"/> CURVA EN CRESTA <input type="checkbox"/> CURVA EN COLUMPIO <input type="checkbox"/> SI EL ALINEAMIENTO SE CONSIDERA PELIGROSO, ES POR: PENDIENTE EXCESIVA <input type="checkbox"/> VISIBILIDAD ESCASA <input type="checkbox"/> FALTA DE SEÑALAMIENTO <input type="checkbox"/> OTROS _____ _____ _____ _____	TANGENTE <input type="checkbox"/> CURVA EN CRESTA <input type="checkbox"/> CURVA EN COLUMPIO <input type="checkbox"/> SI EL ALINEAMIENTO SE CONSIDERA PELIGROSO, ES POR: PENDIENTE EXCESIVA <input type="checkbox"/> VISIBILIDAD ESCASA <input type="checkbox"/> FALTA DE SEÑALAMIENTO <input type="checkbox"/> OTROS _____ _____ _____ _____	TANGENTE <input type="checkbox"/> CURVA EN CRESTA <input type="checkbox"/> CURVA EN COLUMPIO <input type="checkbox"/> SI EL ALINEAMIENTO SE CONSIDERA PELIGROSO, ES POR: PENDIENTE EXCESIVA <input type="checkbox"/> VISIBILIDAD ESCASA <input type="checkbox"/> FALTA DE SEÑALAMIENTO <input type="checkbox"/> OTROS _____ _____ _____ _____	TANGENTE <input type="checkbox"/> CURVA EN CRESTA <input type="checkbox"/> CURVA EN COLUMPIO <input type="checkbox"/> SI EL ALINEAMIENTO SE CONSIDERA PELIGROSO, ES POR: PENDIENTE EXCESIVA <input type="checkbox"/> VISIBILIDAD ESCASA <input type="checkbox"/> FALTA DE SEÑALAMIENTO <input type="checkbox"/> OTROS _____ _____ _____ _____

20

PUENTE \_\_\_\_\_  
CUERPO \_\_\_\_\_

ACCESOS.

MARGEN DERECHA (EN PUENTE)      ENTRADA (EN PASOS A DESNIVEL)

MARGEN IZQUIERDA (EN PUENTE)      SALIDA (EN PASOS A DESNIVEL)

ELEMENTOS  
COMPLEMENTARIOS  
(CONTINUACION)

SE REQUIERE ALGUN TIPO ADICIONAL DE OBRA DE DRENAJE ?  
SI       NO   
INDICAR EL LUGAR Y SU TIPO \_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_

SE REQUIERE ALGUN TIPO ADICIONAL DE OBRA DE DRENAJE ?  
SI       NO   
INDICAR EL LUGAR Y SU TIPO \_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_

PROTECCIONES  
CUBRIMIENTO DE TALUDES Y CONOS DE  
RAMA

ESTADO ACTUAL

ESPECIES VEGETALES	<input type="checkbox"/>	BUENO	<input type="checkbox"/>
		REGULAR	<input type="checkbox"/>
		MALO	<input type="checkbox"/>
ZAMPEADO DE MAMPOSTERIA	<input type="checkbox"/>	BUENO	<input type="checkbox"/>
		REGULAR	<input type="checkbox"/>
		MALO	<input type="checkbox"/>
LOSA DE CONCRETO	<input type="checkbox"/>	BUENO	<input type="checkbox"/>
		REGULAR	<input type="checkbox"/>
		MALO	<input type="checkbox"/>

SE REQUIERE ALGUN TIPO DE PROTECCION ADICIONAL ?  
SI       NO   
INDICAR EL LUGAR Y SU TIPO \_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_

ESTADO ACTUAL

ESPECIES VEGETALES	<input type="checkbox"/>	BUENO	<input type="checkbox"/>
		REGULAR	<input type="checkbox"/>
		MALO	<input type="checkbox"/>
ZAMPEADO DE MAMPOSTERIA	<input type="checkbox"/>	BUENO	<input type="checkbox"/>
		REGULAR	<input type="checkbox"/>
		MALO	<input type="checkbox"/>
LOSA DE CONCRETO	<input type="checkbox"/>	BUENO	<input type="checkbox"/>
		REGULAR	<input type="checkbox"/>
		MALO	<input type="checkbox"/>

SE REQUIERE ALGUN TIPO DE PROTECCION ADICIONAL ?  
SI       NO   
INDICAR EL LUGAR Y SU TIPO \_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_

63

PUENTE \_\_\_\_\_

CUERPO \_\_\_\_\_

ESTRUCTURA

ALINEAMIENTO HORIZONTAL	TANGENTE	<input type="checkbox"/>	CURVA	<input type="checkbox"/>	SOBRE ELEVACION	ADECUADA	SI	<input type="checkbox"/>
							NO	<input type="checkbox"/>
					AMPLIACION	ADECUADA	SI	<input type="checkbox"/>
							NO	<input type="checkbox"/>

ALINEAMIENTO VERTICAL	TANGENTE	<input type="checkbox"/>	CURVA	<input type="checkbox"/>				
	PENDIENTE		NULA	<input type="checkbox"/>	CRESTA	<input type="checkbox"/>		
			SUAVE	<input type="checkbox"/>	COLUMPIO	<input type="checkbox"/>		
			PRONUNCIADA	<input type="checkbox"/>				

CRUCE	NORMAL	<input type="checkbox"/>	ESVIAJADO	<input type="checkbox"/>		
	SI ESTA ESVIAJADO INDICAR					
	DERECHO	<input type="checkbox"/>	IZQUIERDO	<input type="checkbox"/>	ANGULO	_____

DIMENSIONES SUPERFICIALES	ANCHO DE		ADECUADO ?		NUM. DE TRAMOS	_____
	GUARNICIONES	_____ M	SI	<input type="checkbox"/>	NO	<input type="checkbox"/>
	CALZADAS	_____ M	SI	<input type="checkbox"/>	NO	<input type="checkbox"/>
	BANQUETAS	_____ M	SI	<input type="checkbox"/>	NO	<input type="checkbox"/>
	CAMELLON	_____ M	SI	<input type="checkbox"/>	NO	<input type="checkbox"/>
	TOTAL	_____ M	SI	<input type="checkbox"/>	NO	<input type="checkbox"/>
					LONGITUD DE CADA TRAMO	_____
						_____
						_____
					LONGITUD TOTAL	_____ M

4



PUENTE \_\_\_\_\_  
CUERPO \_\_\_\_\_

**ESTRUCTURA**

CARPETA  
ASFALTICA

ESPESOR PROMEDIO \_\_\_\_\_ CM. NO EXISTE   
ESTADO BUENO  REGULAR  MALO   
OBSERVACIONES: \_\_\_\_\_

PARAPETO

DESCRIPCION: \_\_\_\_\_  
ESTADO: BUENO  REGULAR  MALO   
OBSERVACIONES: \_\_\_\_\_

JUNTAS DE  
DILATACION

TIPO DE SELLO:  
COMPRIBAND  SIKA FLEX  ASFALTO  NEOPRENO   
TAPAJUNTA DE ACERO  LAMINA DE COBRE  INEXISTENTE  JUNTA OBSTRUIDA   
TIPO DE PROTECCION: PLACA DE ACERO  ANGULOS METALICOS  NINGUNA   
FUNCIONAMIENTO: ADECUADO  INADECUADO   
SI ES INADECUADO SEÑALE LOS DEFECTOS QUE SE OBSERVAN:  
ABERTURA EXCESIVA   
NULA  ELEMENTOS METALICOS SUELTOS   
DESPORTILLAMIENTO EN EL ASFALTO   
EN EL CONCRETO   
OBSERVACIONES ADICIONALES \_\_\_\_\_

67

DRENAJE

EXISTE BOMBEO TRANSVERSAL ? SI  NO   
EXISTEN DRENES ? SI  NO   
ESTAN OBSTRUIDOS ? SI  NO   
LA DISTANCIA ENTRE DRENES ES DE \_\_\_\_\_ M  
FUNCIONA ADECUADAMENTE EL DRENAJE ? SI  NO

SUMA DE PISO

LOSAS DE CONCRETO

DAÑOS				CALIFICACION		
				LEVE	MODERADO	GRAVE
<p>GRIETAS</p> <p>LONGITUDINALES</p> <p>TRANSVERSALES</p> <p>RETICULA *</p>						
<p>A SUPERIOR</p>						
<p>EN LA CARPETA ASFALTICA <input type="checkbox"/></p>				<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
<p>EN EL CONCRETO <input type="checkbox"/></p>				<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
<p>C/TA INFERIOR</p>						
<p>EN EL CONCRETO <input type="checkbox"/></p>				<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
<p>* SIGUIENDO LA DISPOSICION DEL REFUERZO <input type="checkbox"/></p>						
<p>O TIPO DE GRIETAS <input type="checkbox"/> DESCRIPCION _____</p>				<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
<p>AS GRIETAS SON MUCHAS, O POCAS MUY IMPORTANTES, MUESTRE SU FORMA Y UBICACION EN UN CROQUIS POR SEPARADO</p>						
<p>SI PRESENTA DESGASTE EN EL CONCRETO Y / O DESPRENDIMIENTO DEL RECUBRIMIENTO DEL ACERO DE REFUERZO EN LA SUPERFICIE DE LA ZADA <input type="checkbox"/></p>				<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
<p>SI PRESENTA BASURA O ESCOMBRIO SOBRE LA SUPERFICIE DE LA CALZADA <input type="checkbox"/></p>				<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
<p>SI PRESENTAN BACHES EN LA CARPETA ASFALTICA <input type="checkbox"/></p>				<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
<p>SI PRESENTAN INFILTRACIONES <input type="checkbox"/> EN DONDE, DE QUE MAGNITUD Y SU COLORACION _____</p>				<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
<p>SI PRESENTAN PLAGAS COMO PANALES, NIDOS DE AVES, REFUGIO DE MURCIELAGOS, ETC. <input type="checkbox"/> INDIQUE SU LOCALIZACION _____</p>				<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
<p>SI EL CONCRETO ESTA CAVERNOSO O APANALADO <input type="checkbox"/> INDICAR EL NUMERO DE ZONAS Y LAS DIMENSIONES DE LA ZONA MAS AFECTADA _____</p>				<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
<p>SI PRESENTAN ZONAS RESANADAS <input type="checkbox"/> INDICAR SU NUMERO Y LAS DIMENSIONES DEL RESANE MAYOR _____</p>				<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
<p>SI PRESENTAN DESCONCHAMIENTOS <input type="checkbox"/> EN DONDE Y DE QUE MAGNITUD _____</p>				<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

9

# RELACION DE DANOS EN SUPERESTRUCTURAS

PUENTE \_\_\_\_\_

CUERPO \_\_\_\_\_

N° DEL TRAMO \_\_\_\_\_

N° DE PISO \_\_\_\_\_

## LOSAS DE CONCRETO

DAÑOS	CALIFICACION		
	LEVE	MODERADO	GRAVE
1. CONCRETO PRESENTA DISGREGACION <input type="checkbox"/> _____	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
2. ACERO DE REFUERZO EXPUESTO <input type="checkbox"/> INDICAR SU LOCALIZACION _____	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
3. ACERO DE REFUERZO PRESENTA CORROSION <input type="checkbox"/> EN QUE CANTIDAD Y EN DONDE _____	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
4. DESEPLAZAMIENTO TRANSVERSAL RESPECTO A TRAMOS CONTIGUOS <input type="checkbox"/> EN QUE MAGNITUD _____ CM	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
5. DESEPLAZAMIENTO VERTICAL EN TRAMOS CONTIGUOS <input type="checkbox"/> EN QUE MAGNITUD _____ CM.	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
6. LOSA PRESENTA DEFORMACIONES <input type="checkbox"/> EN QUE FORMA _____	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
7. LOSA TIENE PRESFUERZO TRANSVERSAL, INDIQUE : _____	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
8. TIENEN SELLOS DESPRENDIDOS EN LOS ANCLAJES <input type="checkbox"/> QUE CANTIDAD Y SU PORCENTAJE _____	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
9. TIENEN ANCLAJES SUELTOS <input type="checkbox"/> INDIQUE LA CANTIDAD Y SU PORCENTAJE _____	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
10. TIENEN ANCLAJES DE PRESFUERZO LONGITUDINAL EN LA LOSA <input type="checkbox"/> COMO SE ENCUENTRAN SUS SELLOS _____	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
11. SE APRECIAN EVIDENCIAS DE OXIDACION EN LOS ANCLAJES Y ALAMBRES DE PRESFUERZO <input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
12. INDICAR LA CANTIDAD Y SU PORCENTAJE _____	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
13. SE APRECIA ALGUN OTRO PROBLEMA IMPORTANTE EN LOS ANCLAJES DE PRESFUERZO <input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
14. DESCRIBIRLO _____	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
15. SI EL SISTEMA DE PISO NO ES DE CONCRETO, DESCRIBIR SUS CARACTERISTICAS, SUS DAÑOS Y SU CALIFICACION : _____	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
16. CARACTERISTICAS _____	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
_____	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
_____	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
17. OTROS _____	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
_____	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
_____	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

7

# RELACION DE DAÑOS EN SUPERESTRUCTURAS

PUENTE \_\_\_\_\_  
 CUERPO \_\_\_\_\_  
 N° DEL TRAMO \_\_\_\_\_

ELEMENTOS PORTANTES

ACERO

## DAÑOS

## CALIFICACION

	LEVE	MODERADO	GRAVE
¿ LA PINTURA DE PROTECCION ESTA DETERIORADA SI <input type="checkbox"/> NO <input type="checkbox"/> INDICAR EN QUE ELEMENTOS Y SU UBICACION _____	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
¿ HAY ESCURRIMIENTOS SOBRE LA ESTRUCTURA POR DEFECTOS DEL DRENAJE <input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
¿ EXISTE ACUMULACION DE TIERRA, BASURA O HUMEDAD <input type="checkbox"/> INDICAR EN QUE ELEMENTO Y SU UBICACION _____	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
¿ EXISTEN PLAGAS COMO PANALES, NIDOS DE AVES, REFUGIO DE MURCIELAGOS, ETC. <input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
INDICAR EN DONDE _____	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
¿ EXISTE OXIDACION SI <input type="checkbox"/> NO <input type="checkbox"/> CALIFICARLA GLOBALMENTE _____	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
INDICAR EN QUE ELEMENTOS LA OXIDACION ES GRAVE _____	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
¿ SE PRESENTAN MANCHAS INDICAR SU MAGNITUD, LOCALIZACION Y COLOR _____	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
¿ SE PRESENTAN PICADURAS Y/O COSTRAS POROSAS INDICAR SU MAGNITUD Y LOCALIZACION _____	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
¿ LA OXIDACION HA GENERADO DISMINUCION DEL AREA DE LA SECCION DE ALGUNOS ELEMENTOS <input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
INDICAR EN QUE ELEMENTOS LA DISMINUCION DEL AREA ES GRAVE _____	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
¿ SE TIENEN ELEMENTOS DEFORMADOS <input type="checkbox"/> INDICAR CUALES _____	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
¿ EXISTEN ELEMENTOS GOLPEADOS <input type="checkbox"/> INDICAR CUALES _____	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
¿ SE OBSERVAN ELEMENTOS ROTOS <input type="checkbox"/> INDICAR CUALES _____	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
¿ EXISTEN SOLDADURAS ROTAS <input type="checkbox"/> CALIFICAR GLOBALMENTE _____	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
INDICAR EN QUE ELEMENTOS _____	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

8

RELACION DE DAÑOS EN SUFLESTIMULADOS

PUENTE \_\_\_\_\_

CUERPO \_\_\_\_\_

Nº DEL TRAMO \_\_\_\_\_

ELEMENTOS PORTANTES

ACERO

DAÑOS

CALIFICACION

LEVE MODERADO GRAVE

EXISTEN PERNOS O REMACHES FALLADOS  CALIFICAR GLOBALMENTE \_\_\_\_\_  
 INDICAR EN QUE CONEXIONES \_\_\_\_\_

PRESENTA JUEGO EN LA CONEXION DE DOS O MAS ELEMENTOS  CALIFICAR GLOBALMENTE \_\_\_\_\_  
 INDICAR CUALES \_\_\_\_\_

PRESENTAN FISURAS EN LOS ELEMENTOS DE CONECCION A BASE DE REMACHES O PERNOS  INDICAR SI LOS ELEMENTOS QUE  
 CONECTAN SON MUY IMPORTANTES Y CUALES SON \_\_\_\_\_

ESTE CONTRAVENTEO TRANSVERSAL SI  NO

APRECIA FLECHA  POR : CARGA PERMANENTE  CARGA MOVIL

PASO DE LA CARGA MOVIL LA VIBRACION ES : \_\_\_\_\_

CONTINUA LA VIBRACION DESPUES DE QUE LA CARGA MOVIL SALIO DEL TRAMO SI  NO

EXISTEN OTROS DAÑOS DESCRIBIRLOS Y CALIFICARLOS

DESCRIPCION : \_\_\_\_\_

CALIFICACION . LEVE   
 MODERADO   
 GRAVE

6

# RELACION DE DANOS EN SUPERESTRUCTURAS

PUENTE \_\_\_\_\_  
 CORPO \_\_\_\_\_  
 N° DEL TRAMO \_\_\_\_\_

ELEMENTOS PORTANTES CONCRETO

## DAÑOS

## DISPOSICION DEL ELEMENTO ( VEASE CROQUIS EN HOJA N° \_\_\_\_\_ )

- GRIETAS
- VERTICALES
  - EN LA PARTE INFERIOR \_\_\_\_\_
  - EN LA PARTE SUPERIOR \_\_\_\_\_
  - EN LOS EXTREMOS \_\_\_\_\_
  - EN LA PARTE CENTRAL \_\_\_\_\_
  - EN TODA LA ALTURA \_\_\_\_\_
  - SIGUIENDO LA DISPOSICION DEL REFUERZO \_\_\_\_\_
  - EN AMBAS CARAS \_\_\_\_\_
  - ATRAVIESAN TODO EL ELEMENTO \_\_\_\_\_
  - ABERTURA MAXIMA EN MILIMETROS \_\_\_\_\_

NERVADURA O VIGA						DIAFRAGMA					
N 1	N 2	N 3	N 4	N 5	N 6	D 1	D 2	D 3	D 4	D 5	D 6

LAS GRIETAS SON : NUEVAS  VIEJAS

CALIFICACION GLOBAL : LEVE  
MODERADO  
GRAVE


INDICAR SI LAS GRIETAS PREDOMINANTES SON CORTAS O LARGAS, EN QUE ELEMENTOS SE PRESENTAN Y LA PROPORCION DEL NUMERO DE GRIETAS CORTAS A LARGAS. CITAR ADEMAS CUALQUIERA OTRA CONSIDERACION ESPECIAL \_\_\_\_\_

( SE CONSIDERARAN GRIETAS CORTAS SI SU LONGITUD ES HASTA UN CUARTO DE LA ALTURA DEL ELEMENTO )

10

# RELACION DE DANOS EN SUPERESTRUCTURAS

Nº 13

ELEMENTOS PORTANTES

CONCRETO

ELEMENTO Nº \_\_\_\_\_  
 CUERPO Nº \_\_\_\_\_  
 Nº DEL TRAMO \_\_\_\_\_

DAÑOS

DISPOSICION DEL ELEMENTO

( VEASE CROQUIS EN HOJA Nº \_\_\_\_\_ )

GRIETAS

NERVADURA O VIGA

DIAFRAGMA

HORIZONTALES

- EN LA PARTE INFERIOR -----
- EN LA PARTE SUPERIOR -----
- EN LOS EXTREMOS -----
- EN LA PARTE CENTRAL -----
- EN TODA LA LONGITUD -----
- SIGUIENDO LA DISPOSICION DEL REFUERZO -----
- EN AMBAS CARAS -----
- ATRAVIESAN TODO EL ELEMENTO -----
- ABERTURA MAXIMA EN MILIMETROS -----

NERVADURA O VIGA						DIAFRAGMA					
N 1	N 2	N 3	N 4	N 5	N 6	D 1	D 2	D 3	D 4	D 5	D

LAS GRIETAS SON : NUEVAS  VIEJAS

CALIFICACION GLOBAL : LEVE  
 MODERADO  
 GRAVE


INDICAR SI LAS GRIETAS PREDOMINANTES SON CORTAS O LARGAS, EN QUE ELEMENTOS SE PRESENTAN Y LA PROPORCION DEL NUMERO DE GRIETAS CORTAS A LARGAS. CITAR ADEMAS CUALQUIERA OTRA CONSIDERACION ESPECIAL

---



---



---



---



---

( SE CONSIDERARAN GRIETAS CORTAS SI SU LONGITUD ES HASTA UN CUARTO DE LA ALTURA DEL ELEMENTO )

# RELACION DE DAÑOS EN SUP<sup>RE</sup>ESTRUCTURAS

Nº: 10

PUENTE \_\_\_\_\_

CUERPO \_\_\_\_\_

Nº. DEL TRAMO \_\_\_\_\_

ELEMENTOS PORTANTES

CONCRETO

DAÑOS

DISPOSICION DEL ELEMENTO

( VEASE CROQUIS EN HOJA Nº. \_\_\_\_\_ )

GRIETAS

NERVADURA O VIGA

DIAFRAGMA

CATEGORIAS

NERVADURA O VIGA						DIAFRAGMA					
N 1	N 2	N 3	N 4	N 5	N 6	D 1	D 2	D 3	D 4	D 5	D 6

- EN LA PARTE INFERIOR \_\_\_\_\_
- EN LA PARTE SUPERIOR \_\_\_\_\_
- EN LOS EXTREMOS \_\_\_\_\_
- EN LA PARTE CENTRAL \_\_\_\_\_
- EN TODA LA ALTURA \_\_\_\_\_
- SEGUIENDO LA DISPOSICION DEL REFUERZO \_\_\_\_\_
- EN AMBAS CARAS \_\_\_\_\_
- ATRAVIESAN TODO EL ELEMENTO \_\_\_\_\_
- ABERTURA MAXIMA EN MILIMETROS \_\_\_\_\_

LAS GRIETAS SON : NUEVAS  VIEJAS

CALIFICACION GLOBAL :

LEVE  
MODERADO  
GRAVE


INDICAR SI LAS GRIETAS PREDOMINANTES SON CORTAS O LARGAS, EN QUE ELEMENTOS SE PRESENTAN Y LA PROPORCION DEL NUMERO DE GRIETAS CORTAS A LARGAS. CITAR ADEMAS

UNA OTRA CONSIDERACION ESPECIAL \_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_

( SE CONSIDERARAN GRIETAS CORTAS SI SU LONGITUD ES HASTA UN CUARTO DE LA ALTURA DEL ELEMENTO )

12



# RELACION DE DAÑOS EN SUPERESTRUCTURAS

PUENTE \_\_\_\_\_  
 CUERPO \_\_\_\_\_  
 N.º DEL TRAMO \_\_\_\_\_

ELEMENTOS PORTANTES CONCRETO

## DAÑOS

## DISPOSICION DEL ELEMENTO (VEASE CROQUIS EN HOJA N.º \_\_\_\_\_ )

ESTEN ZONAS RESANADAS  INDICAR LA CALIDAD Y ESTADO DE ESTAS \_\_\_\_\_

INDICAR SU NUMERO \_\_\_\_\_

ANOTAR LAS DIMENSIONES DEL RESANE MAYOR \_\_\_\_\_

CONCRETO ESTA CAVERNOSO O APANALADO \_\_\_\_\_

INDICAR EL NUMERO DE ZONAS AFECTADAS \_\_\_\_\_

ANOTAR LAS DIMENSIONES DE LA ZONA MAS AFECTADA \_\_\_\_\_

PRESENTAN DESCONCHAMIENTOS \_\_\_\_\_

INDICAR SU NUMERO \_\_\_\_\_

ANOTAR LAS DIMENSIONES DEL DESCONCHAMIENTO MAYOR \_\_\_\_\_

ESTE ACERO DE REFUERZO EXPUESTO \_\_\_\_\_

INDICAR EL NUMERO DE CASOS \_\_\_\_\_

ANOTAR LA LONGITUD MAYOR DEL REFUERZO EXPUESTO \_\_\_\_\_

ACERO PRESENTA CORROSION \_\_\_\_\_

APRECIA DISGREGACION \_\_\_\_\_

INDICAR EL NUMERO DE ZONAS DONDE SE PRESENTA \_\_\_\_\_

ANOTAR LAS DIMENSIONES DE LA ZONA MAS AFECTADA \_\_\_\_\_

NERVADURA O VIGA						DIAFRAGMA					
N 1	N 2	N 3	N 4	N 5	N 6	D 1	D 2	D 3	D 4	D 5	D 6

CALIFICACION GLOBAL :  
 LEVE  
 MODERADO  
 GRAVE


( TODAS LAS DIMENSIONES SE ANOTARAN EN METROS )

13

# RELACION DE DAÑOS EN SUPERESTRUCTURAS

Nº 10

ELEMENTOS PORTANTES

CONCRETO

PUENTE \_\_\_\_\_

CUADRO \_\_\_\_\_

Nº. DEL TRAMO \_\_\_\_\_

## DAÑOS

### DISPOSICION DEL ELEMENTO

(VEASE CROQUIS EN HOJA Nº. \_\_\_\_\_)

EXISTEN GRIETAS QUE SIGUEN LA TRAYECTORIA DE LOS CABLES DE PRESFUERZO

INDICAR SU NUMERO \_\_\_\_\_

ANOTAR LA LONGITUD DE LA GRIETA MAYOR \_\_\_\_\_

NÚMERO DE DUCTOS DE CABLES DE PRESFUERZO EXPUESTOS \_\_\_\_\_

ANOTAR LA LONGITUD MAYOR DE DUCTO EXPUESTO \_\_\_\_\_

LOS DUCTOS PRESENTAN OXIDACION \_\_\_\_\_

NÚMERO DE SELLOS DESPRENDIDOS EN LOS ANCLAJES DE PRESFUERZO \_\_\_\_\_

NÚMERO DE ANCLAJES DE PRESFUERZO SUELTOS \_\_\_\_\_

SE APRECIAN EVIDENCIAS DE OXIDACION EN LOS ANCLAJES Y ALAMBRES DE PRESFUERZO \_\_\_\_\_

LOS EXTREMOS DE LOS TENSORES TRANSVERSALES COLOCADOS EN LOS DIAFRAGMAS ESTAN EXPUESTOS \_\_\_\_\_

EL TENSOR Y / O SU DISPOSITIVO DE SUJECION ESTAN OXIDADOS. \_\_\_\_\_

NERVADURA O VIGA						DIAFRAGMA					
N 1	N 2	N 3	N 4	N 5	N 6	D 1	D 2	D 3	D 4	D 5	D 6

CALIFICACION GLOBAL :

- LEVE
- MODERADO
- GRAVE


SE APRECIAN OTROS PROBLEMAS IMPORTANTES EN LOS ANCLAJES DE PRESFUERZO, DESCRIBIRLOS Y CALIFICARLOS :

DESCRIPCION : \_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_

14 CALIFICACION LEVE  MODERADO  GRAVE

( TODAS LAS DIMENSIONES SE ANOTARAN EN METROS. )

RELACION DE DAÑOS EN SUPERESTRUCTURAS

Nº \_\_\_\_\_

PUENTE \_\_\_\_\_  
 CUERPO \_\_\_\_\_ 2/  
 Nº DEL TRAMO \_\_\_\_\_

ELEMENTOS PORTANTES

CONCRETO

DAÑOS	CALIFICACION		
	LEVE	MODERADO	GRAVE
1. SEPARACION DEL ELEMENTO CON LA LOSA DEL PISO <input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
2. SEPARACION DEL ELEMENTO CON LA LOSA INFERIOR <input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
3. LA INFERIOR PRESENTA AGRIETAMIENTO TRANSVERSAL <input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
4. LA INFERIOR PRESENTA AGRIETAMIENTO LONGITUDINAL <input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
5. SI LAS GRIETAS APARECEN EN OTRA FORMA HACER UN CROQUIS EN HOJA ANEXA			
6. SE PRESENTA DETERIORO POR ESCURRIMIENTO DE AGUA <input type="checkbox"/>			
7. POR EFECTO DE HUMEDAD <input type="checkbox"/> SE PRESENTAN MANCHAS <input type="checkbox"/>			
8. INDICAR SU COLORACION Y UBICACION _____			
9. OBSERVA GOTEOS <input type="checkbox"/> ESTALACTITAS <input type="checkbox"/> INDICAR SU MAGNITUD Y LOCALIZACION _____	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
10. SI PRESENTA PLAGAS COMO PANALES, NIDOS DE AVES, REFUGIO DE MURCIELAGOS, ETC <input type="checkbox"/> INDIQUE DONDE _____	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
11. SI HAY TUBERIAS O ALGUN OTRO SERVICIO SOPORTADO POR LA SUPERESTRUCTURA <input type="checkbox"/> INDIQUE EN QUE CONDICIONES SE ENCUENTRA Y SI PRESENTA ALGUN PROBLEMA A LA ESTRUCTURA _____	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
12. SI CONSIDERA NECESARIO HACER UN CROQUIS EN HOJA ANEXA			
13. SI SE PRESENTAN ROTURAS EN LOS ELEMENTOS POR EFECTO DE GOLPES <input type="checkbox"/> INDIQUE SU MAGNITUD Y LOCALIZACION, SI SE ESTIMA NECESARIO HACER CROQUIS EN HOJA ANEXA, ESPECIALMENTE EN SUPERESTRUCTURAS DE PASOS A DESNIVEL _____	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

15

# RELACION DE DAÑOS EN SUPERESTRUCTURAS

Nº 20

PUENTE \_\_\_\_\_  
 CUERPO \_\_\_\_\_  
 Nº DEL TRAMO \_\_\_\_\_

ELEMENTOS PORTANTES

CONCRETO

DAÑOS

CALIFICACION

LEVE	MODERADO	GRAVE
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

1. OBSERVAN ASENTAMIENTOS IMPORTANTES QUE SE REFLEJEN EN LA SUPERESTRUCTURA  INDIQUE EL EFECTO QUE PRODUCE EN EL ELEMENTO \_\_\_\_\_

2. PRESENTAN DEFORMACIONES HORIZONTALES ACENTUADAS ( PANDEO )  INDIQUE EN QUE ELEMENTO \_\_\_\_\_

3. OBSERVA FLECHA PERMANENTE ACENTUADA  ( INSPECCIONAR CON MAS CUIDADO SI LOS ELEMENTOS SON PRESFORZADOS )

4. SE PRESENTA ALGUN OTRO DAÑO DESCRIBIRLO Y CALIFICARLO :  
 DESCRIPCION \_\_\_\_\_

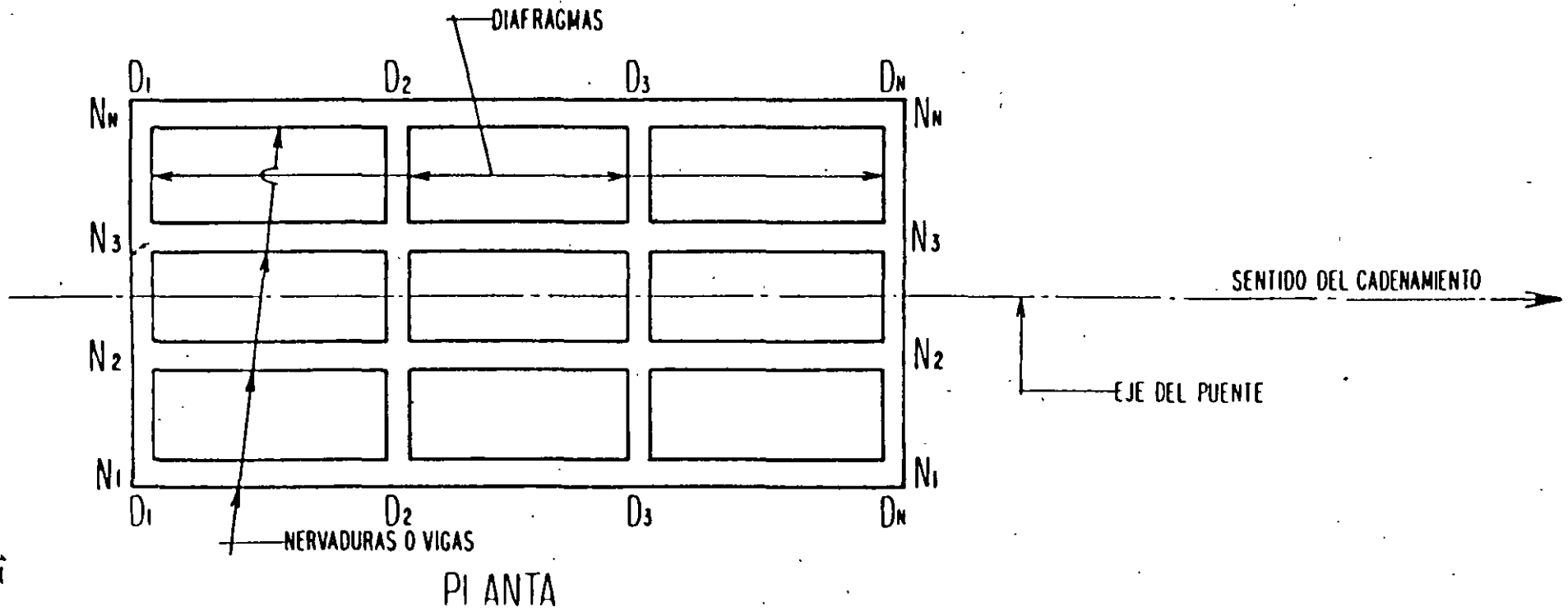
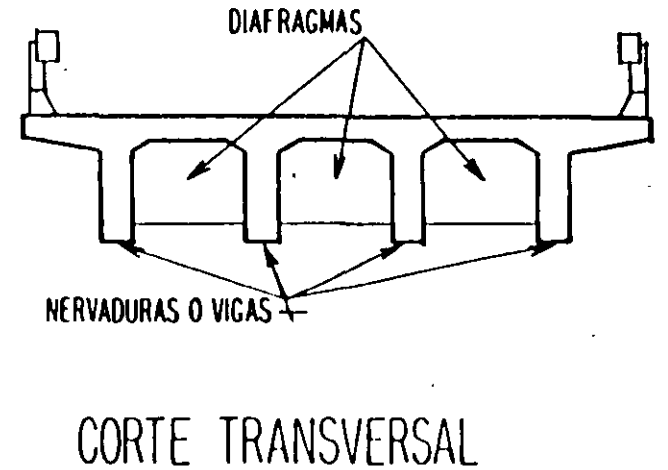
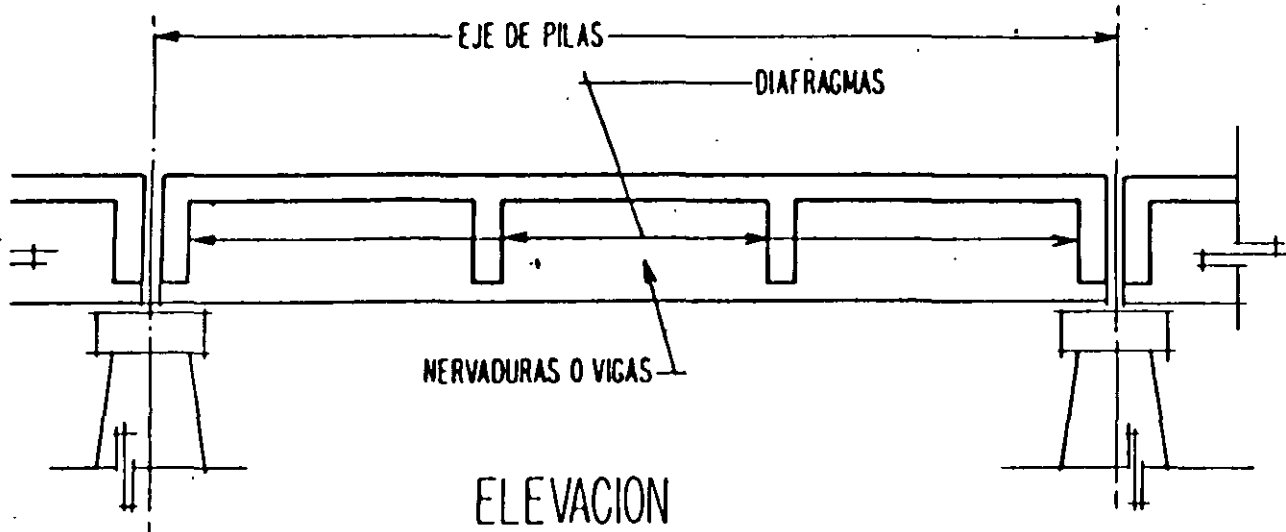
CALIFICACION :  
 LEVE   
 MODERADO   
 GRAVE

5. APARIENCIA DE LOS ELEMENTOS ES MALA POR PRESENTARSE ESCURRIMIENTOS DE LECHADA

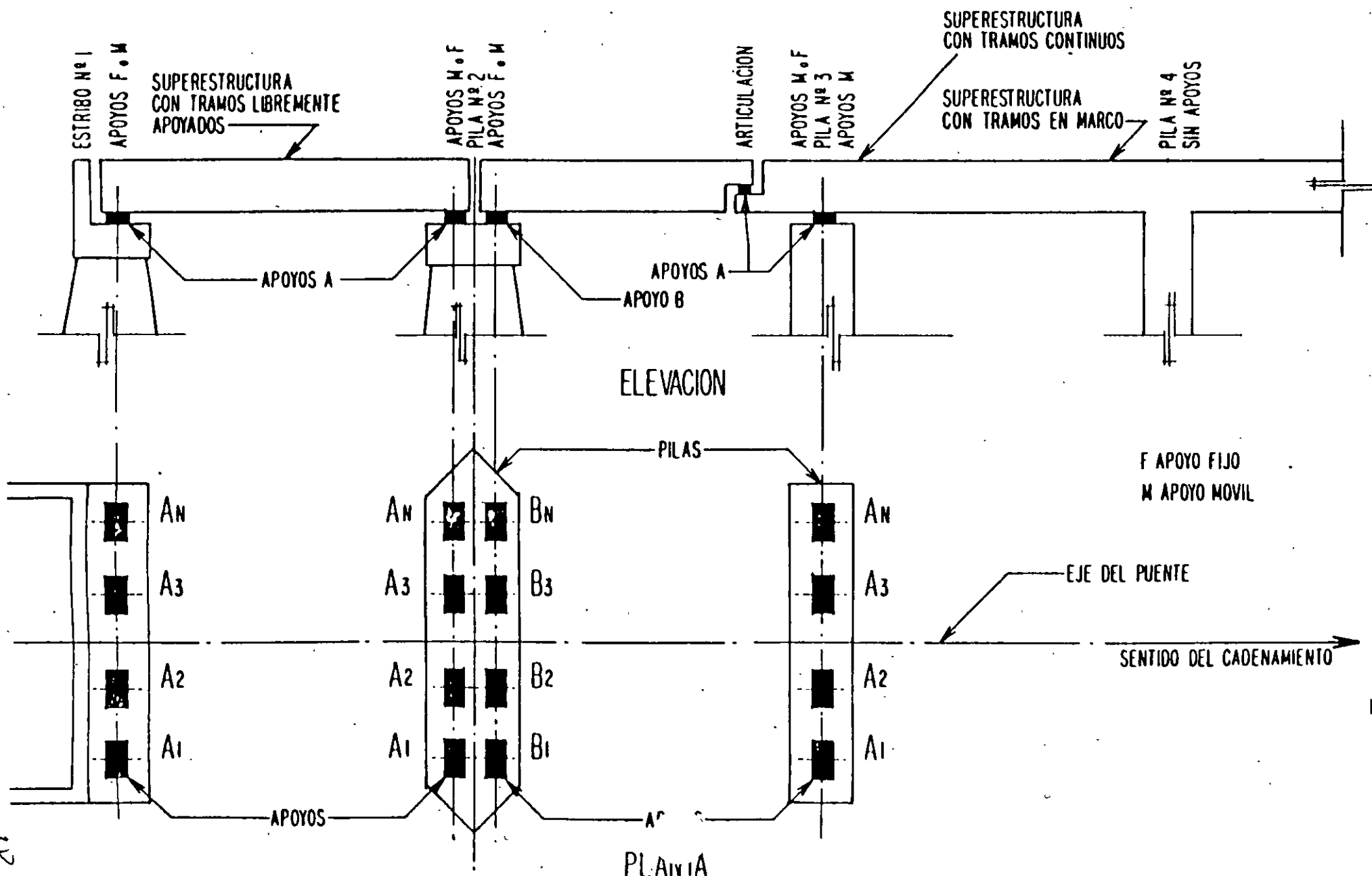
6. CALIDAD LA CONSTRUCCION DE LA SUPERESTRUCTURA EN GENERAL ES :  
 BUENA   
 REGULAR   
 MALA

16

# DISPOSICION DE NERVADURAS Y DIAFRAGMAS PARA SU INSPECCION



# DISPOSICION DE APOYOS PARA SU INSPECCION



18

INSPECCION DE PUENTES Y PASOS A NIVEL  
HOJA ANEXA

Nº 31

PUENTE \_\_\_\_\_  
CUERPO \_\_\_\_\_

---

INSPECCION DE PUENTES Y PASOS A D NIVEL  
OBSERVACIONES

Nº 32

PUENTE \_\_\_\_\_  
CUERPO \_\_\_\_\_

---



FORMATO PARA INSPECCION DE PUENTES Y PASOS A DESNIVEL  
INSTRUCCIONES

CUANDO LA CARRETERA ESTE FORMADA POR VARIOS CUERPOS, ESTOS SE IDENTIFICARAN COMO CUERPO "A", "B", "C", ETC., EN ORDEN DE DERECHA A IZQUIERDA SEGUN EL SENTIDO DEL CADENAMIENTO.

LOS ACCESOS A LOS PASOS A DESNIVEL SE IDENTIFICARAN COMO DE ENTRADA Y SALIDA, TOMANDO EN CUENTA EL SENTIDO DEL CADENAMIENTO DE LA CARRETERA O FERROCARRIL QUE PASA SOBRE LA ESTRUCTURA.

EN LAS ESTRUCTURAS CORRESPONDIENTES A PASOS A DESNIVEL, PARA DEFINIR SUS CARACTERISTICAS DAÑOS Y CALIFICACION, SE LLENARA EL FORMATO Y SE ANOTARA EN LOS CROQUIS ANEXOS QUE MUESTRAN EL TIPO DE INTERSECCION Y DE ESTRUCTURA LA INFORMACION COMPLEMENTARIA QUE EN ELLOS SE SOLICITA.

EN EL CROQUIS QUE CORRESPONDA A LA INTERSECCION EN INSPECCION SE ANOTARA

KILOMETRAJE DE LAS DOS CARRETERAS (O FERROCARRIL) EN SU CRUZAMIENTO

SENTIDO DEL CADENAMIENTO DE LAS CARRETERAS

LAS POBLACIONES A DONDE SE DIRIGE CADA UNO DE LOS SENTIDOS DEL CADENAMIENTO

EL ESVIAJAMIENTO QUE FORMA EL CRUCE DE LAS DOS VIAS DE COMUNICACION

EL ANCHO DE LA CORONA DE CADA UNO DE LOS CUERPOS Y LA SEPARACION ENTRE ESTOS

EN EL CROQUIS QUE CORRESPONDA AL TIPO DE ESTRUCTURA EN INSPECCION SE ANOTARA

ANCHO DE LA CORONA DE CADA UNO DE LOS CUERPOS Y LAS DISTANCIAS ENTRE ESTA Y LOS PARAMENTOS DE LOS ELEMENTOS DE LA SUBESTRUCTURA

LOS GALIBOS VERTICALES MINIMOS, DETERMINADOS COMO SE INDICA EN EL CROQUIS DE INTERSECCION TIPICA QUE SE ANEXA COMO EJEMPLO Y EN DONDE EL GALIBO HORIZONTAL SE ANOTARA EN LA ELEVACION.

CUANDO EN UNA INTERSECCION SE CRUCE UNA O MAS VIAS DE FERROCARRIL DEBERA HACERSE LA INDICACION EN LOS CROQUIS CORRESPONDIENTES. SI EL FERROCARRIL PASA SOBRE LA ESTRUCTURA, EN HOJA ANEXA COMPLEMENTAR LA INFORMACION QUE SE CONSIDERE CONVENIENTE.

FORMATO PARA INSPECCION DE PUENTES Y PASOS A DESNIVEL

INSTRUCCIONES

SI LOS PASOS A DESNIVEL SON PARA PEATONES, GANADO O MAQUINARIA AGRICOLA, ESPECIFICARLO Y DESCRIBIR EN HOJA ANEXA SUS CARACTERISTICAS GEOMETRICAS, LOS MATERIALES DE QUE ESTA CONSTITUIDO, LOS DAÑOS QUE PRESENTE Y SU CALIFICACION GLOBAL. SI LA CARRETERA PASA BAJO LA ESTRUCTURA, ANOTAR LOS GALIBOS HORIZONTAL Y VERTICAL, DETERMINADOS COMO YA SE CITO.

CUALQUIER OTRO TIPO DE ESTRUCTURA QUE CRUCE A DESNIVEL SOBRE LA CARRETERA, COMO TUBERIAS, PUENTES CANAL, LINEAS DE CONDUCCION ELECTRICA, ETC., QUE SE ENCUENTREN EN MAL ESTADO Y SIGNIFIQUEN UN PELIGRO, DESCRIBIR EN HOJA ANEXA SUS CARACTERISTICAS, SU UBICACION, DE QUIEN DEPENDEN LAS OBRAS Y SU CALIFICACION GLOBAL.

EN EL FORMATO SE SOLICITA EN REPETIDAS OCASIONES DESCRIBIR ASPECTOS NO CONTEMPLADOS EN EL MISMO. ESTA INFORMACION RESULTARA MUY IMPORTANTE, PARA ENRIQUECER LA EVALUACION GLOBAL Y LA ADECUACION DEL FORMATO.

LA INFORMACION DE CADA ESTRUCTURA QUE SE INSPECCIONE DEBERA COMPLEMENTARSE CON FOTOGRAFIAS A COLOR DE CARACTER GENERAL Y DE DETALLE DE LOS DAÑOS MAS SIGNIFICATIVOS.

TODAS LAS DUDAS U OBSERVACIONES QUE RESULTEN DURANTE LA INSPECCION Y LLENADO DEL FORMATO, DEBERAN FORMULARSE POR ESCRITO EN EL MOMENTO DE LA INSPECCION EN LA HOJA DE OBSERVACIONES ANEXA.

AL CONCLUIR LA INSPECCION DE TODAS LAS OBRAS ASIGNADAS, DEBERA ANOTARSE EN LA HOJA DE OBSERVACIONES, SU OPINION RESPECTO AL CONTENIDO Y ORDENAMIENTO DEL FORMATO Y SI LOS ELEMENTOS DE QUE SE DISPUSO FUERON ADECUADOS Y SUFICIENTES PARA REALIZAR EL TRABAJO.

AL TERMINAR LA INSPECCION DE CADA PUENTE O PASO A DESNIVEL, DEBERA HACERSE UNA EVALUACION GENERAL DE TODOS LOS DAÑOS QUE PRESENTA LA ESTRUCTURA Y EMITIR UNA CALIFICACION GLOBAL SIGUIENDO LOS LINEAMIENTOS QUE A CONTINUACION SE CITAN Y EXPONIENDO ADICIONALMENTE QUE FUE LO QUE MAS INFLUYO PARA DEFINIR LA CALIFICACION, CON LAS OBSERVACIONES QUE SE ESTIMEN CONVENIENTES. TAMBIEN DEBERA ANOTARSE EL TIEMPO EFECTIVO QUE SE UTILIZO EN LA INSPECCION.

LINEAMIENTOS PARA EMITIR UNA CALIFICACION GLOBAL:

FORMATO PARA INSPECCION DE PUENTES Y PASOS A DESNIVEL  
INSTRUCCIONES

A LOS PUENTES QUE PRESENTEN UNA O MAS DEFICIENCIAS GRAVES QUE IMPLIQUEN UN PELIGRO INMINENTE PARA LA SEGURIDAD PUBLICA O QUE PUEDAN OCASIONAR LA INTERRUPCION PROLONGADA DEL TRANSITO SOBRE LA ESTRUCTURA, SE LES ASIGNARA UNA CALIFICACION GLOBAL DE "A" Y REQUERIRAN DE ATENCION INMEDIATA. COMO GUIA SE CITAN A CONTINUACION ALGUNAS DE LAS DEFICIENCIAS MAS FRECUENTES:

- ASENTAMIENTOS Y DESPLONES MUY IMPORTANTES
- DEFORMACIONES MUY IMPORTANTES
- AGRIETAMIENTOS EN VARIAS POSICIONES CON LONGITUDES GRANDES Y ABERTURAS IMPORTANTES, PRINCIPALMENTE DIAGONALES EN ELEMENTOS PORTANTES DE CONCRETO
- RUPTURA DE ALGUNOS ELEMENTOS
- DESINTEGRACION GENERALIZADA
- AVANZADO ESTADO DE CORROSION Y RUPTURA DE LOS DISPOSITIVOS DE ANCLAJE O ACERO EN CABLES DE PRESFUERZO
- ACERO DE REFUERZO TOTALMENTE EXPUESTO EN LONGITUDES IMPORTANTES
- CORROSION AVANZADA DEL ACERO
- PICADURAS Y COSTRAS POROSAS EN GRANDES ZONAS DE ESTRUCTURAS METALICAS
- DISMINUCION IMPORTANTE DEL AREA DE LA SECCION DE ELEMENTOS METALICOS
- DISPOSITIVOS DE APOYO MUY DEFORMADOS, FRACTURADOS O DESINTEGRADOS
- FLECHA PERMANENTE EXCESIVA; SOBRE TODO EN ESTRUCTURAS PRESFORZADAS
- ROTACION MUY IMPORTANTE EN ELEMENTOS PRINCIPALES
- SOCAVACION DE LA CIMENTACION

FORMATO PARA INSPECCION DE PUENTES Y PASOS A NIVEL

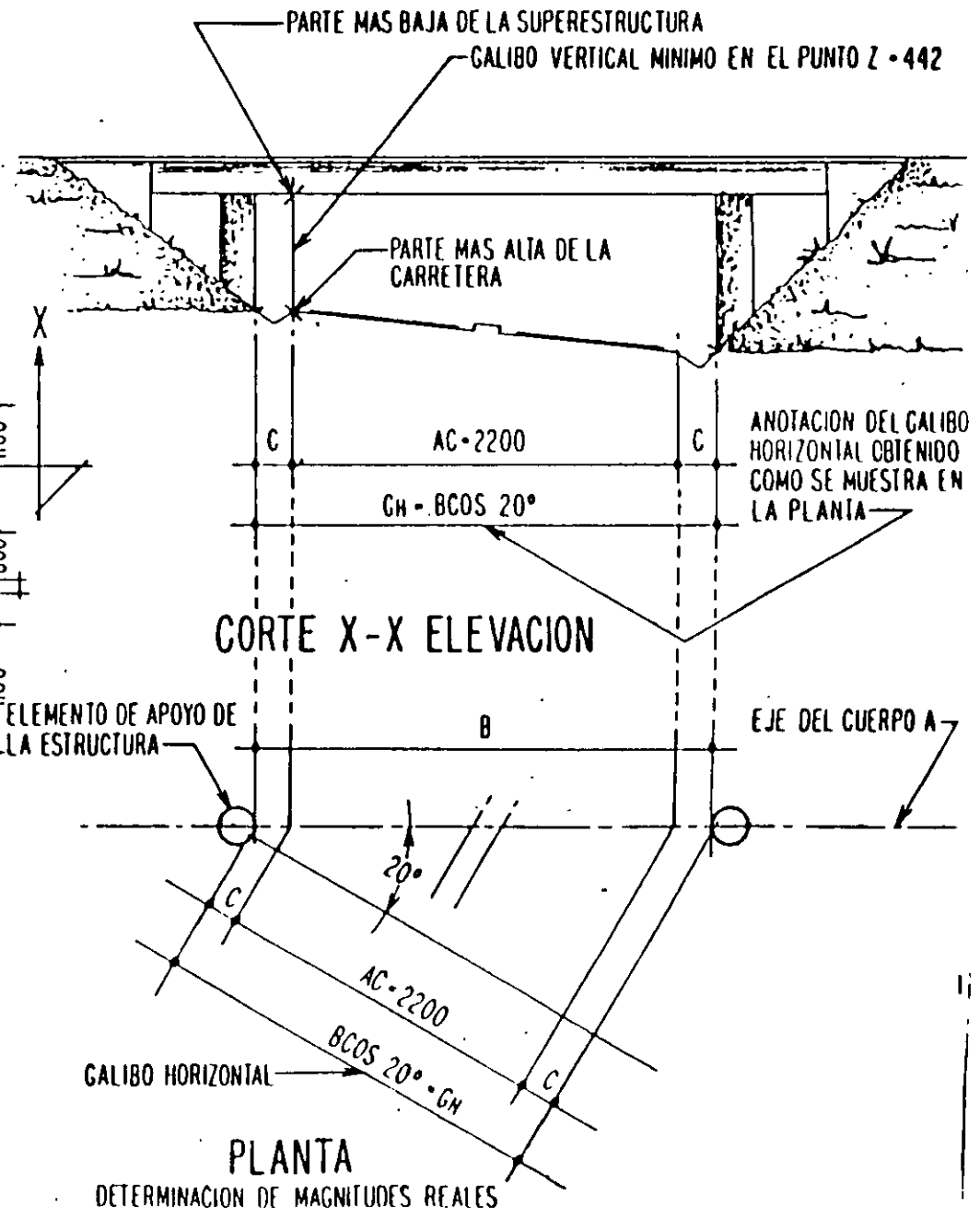
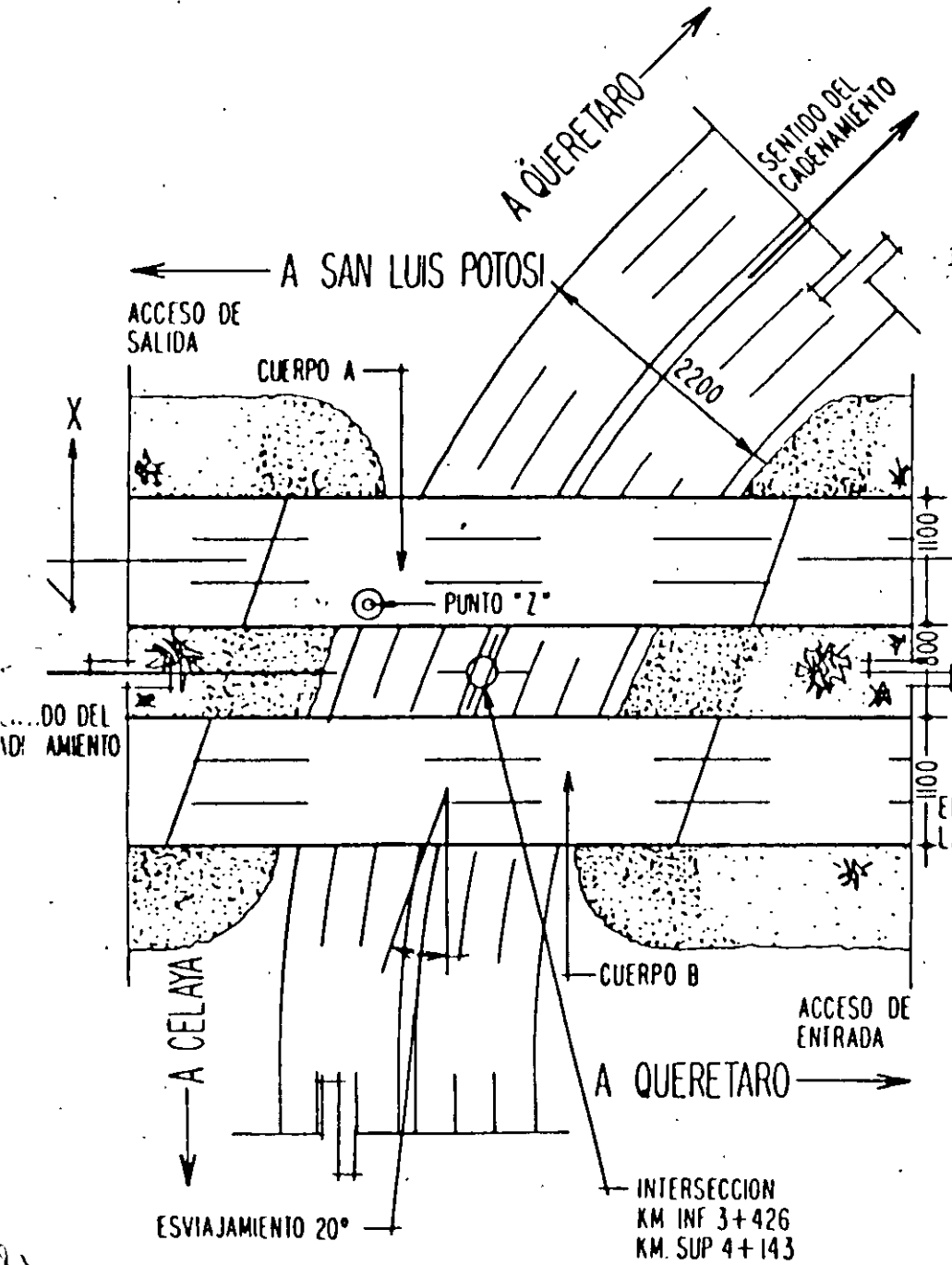
INSTRUCCIONES

LOS PUENTES QUE PRESENTEN UNA O VARIAS DEFICIENCIAS IMPORTANTES, QUE DE NO ATENDERSE PUEDAN EVOLUCIONAR HACIA DEFICIENCIAS GRAVES COMO LAS DESCRITAS EN LA CATEGORIA "A", SERAN CALIFICADOS GLOBALMENTE CON UNA DESIGNACION "B" Y REQUERIRAN DE ATENCION A MEDIANO PLAZO. ALGUNAS DEFICIENCIAS QUE PUEDEN TOMARSE COMO REFERENCIA PARA ESTA CALIFICACION PUEDE SER:

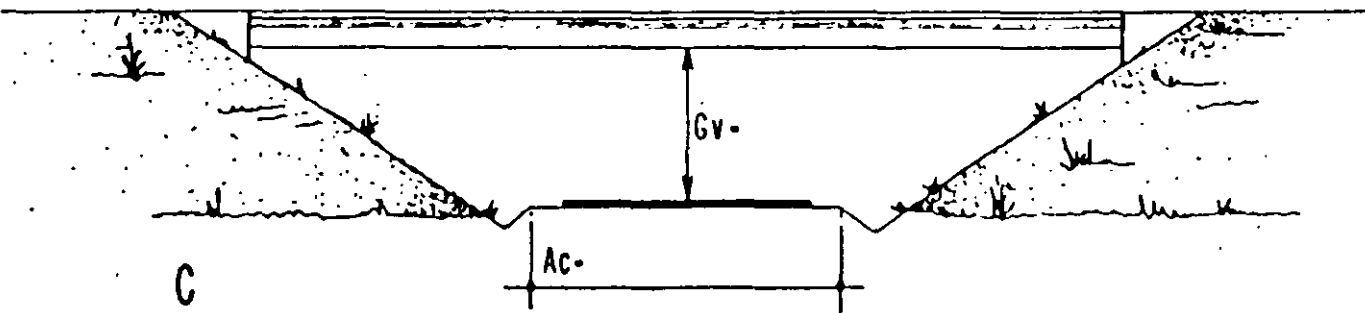
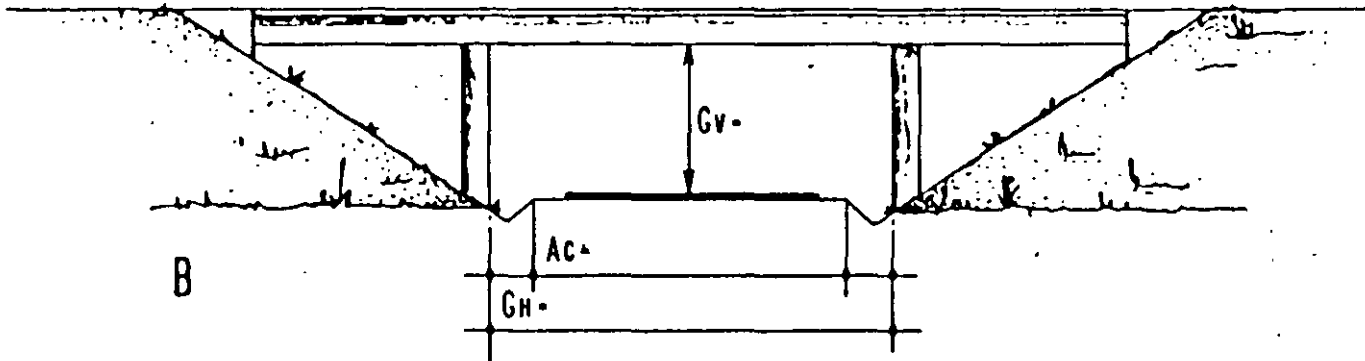
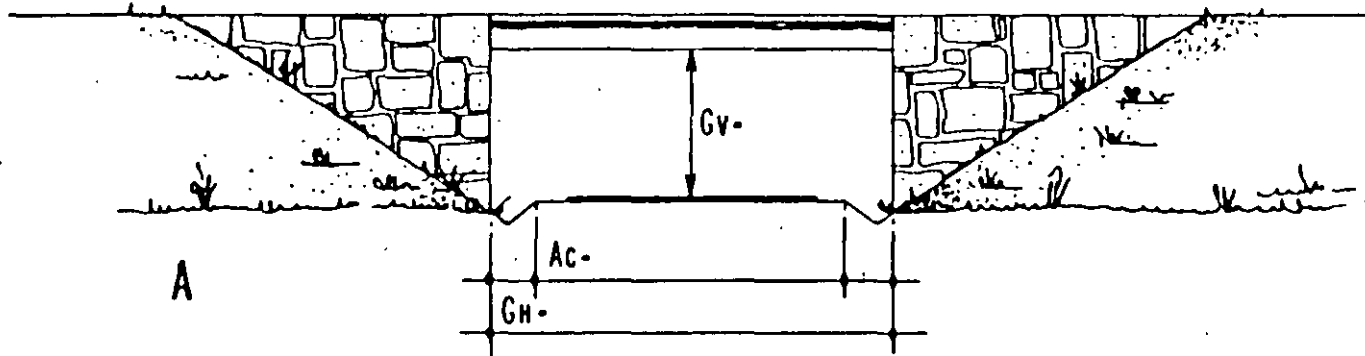
- INICIO DE ASENTAMIENTOS
- DEFORMACIONES LIGERAS
- DESGASTE NORMAL POR USO
- DESCONCHAMIENTO
- DESPRENDIMIENTO DEL AGREGADO GRUESO
- HUMEDAD, GOTEOS, MANCHAS
- AGRIETAMIENTOS EN VARIAS POSICIONES DE POCA LONGITUD Y ABERTURA PEQUENA
- DESPRENDIMIENTO DE LOS SELLOS EN ANCLAJES DE PRESFUERZO
- ACERO DE REFUERZO EXPUESTO
- ACERO OXIDADO
- INICIACION DE PICADURAS Y COSTRAS POROSAS EN ESTRUCTURAS METALICAS
- DISPOSITIVOS DE APOYO CON FUNCIONAMIENTO DEFECTUOSO

A LOS PUENTES QUE SOLO PRESENTEN DEFICIENCIAS MENORES CON EVOLUCION LENTA Y QUE UNICAMENTE REQUIEREN TRABAJOS RUTINARIOS DE CONSERVACION, SE LES ASIGNARA UNA CALIFICACION "C".

# INSPECCION DE PUENTES Y PASOS A DESNIVEL. INTERSECCION TIPICA

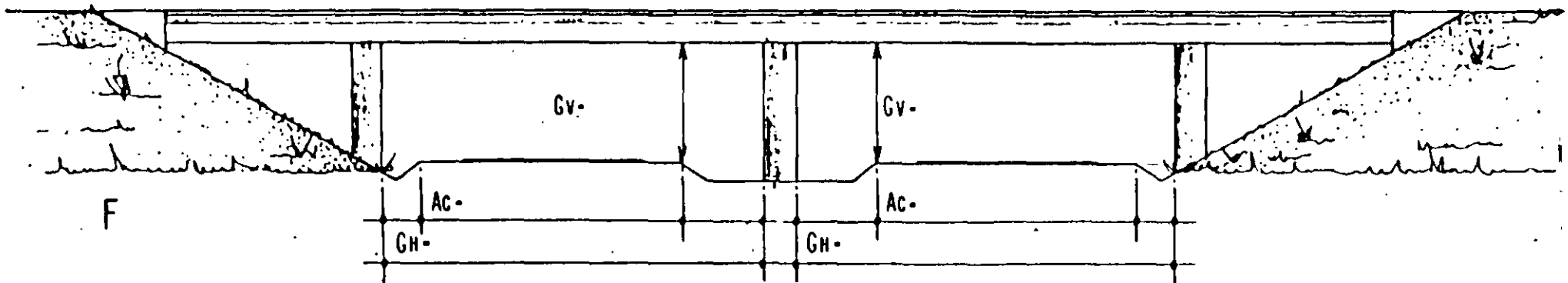
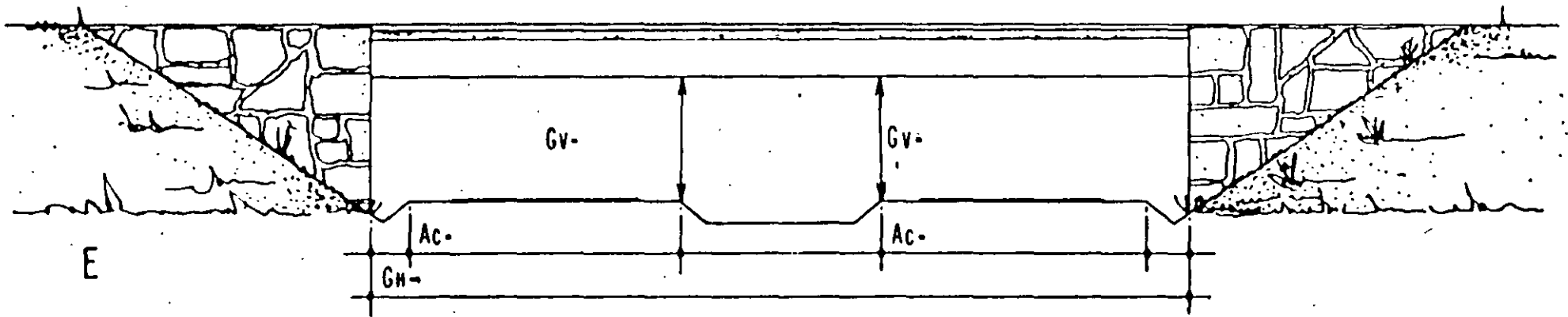
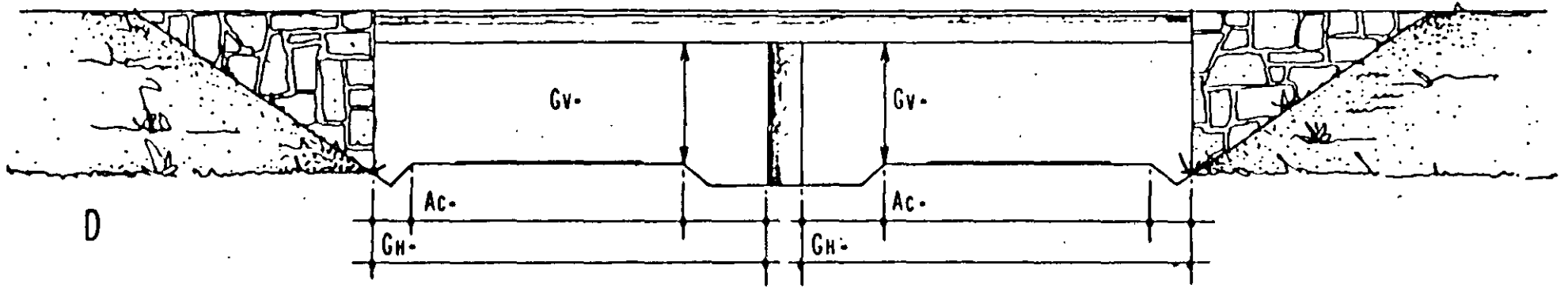


# INSPECCION DE PUENTES Y PASOS A DESNIVEL TIPO DE ESTRUCTURA



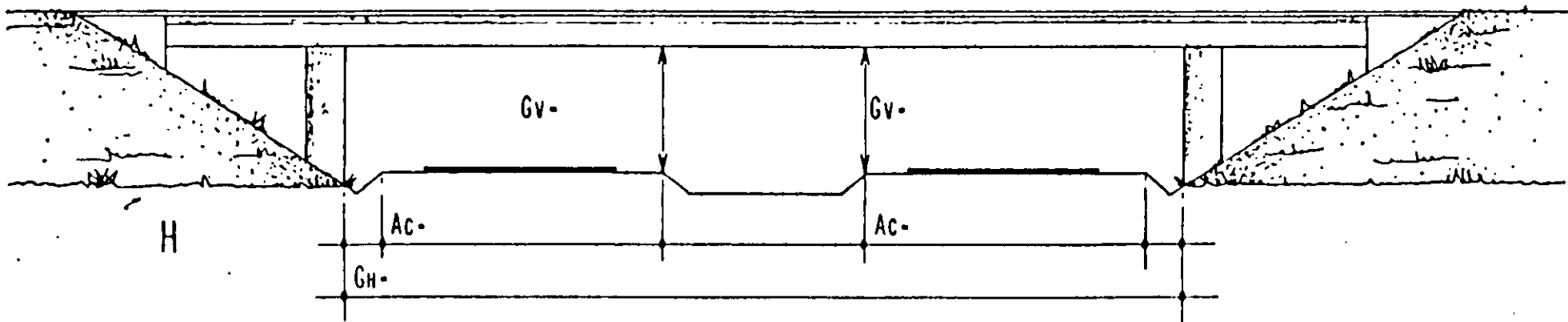
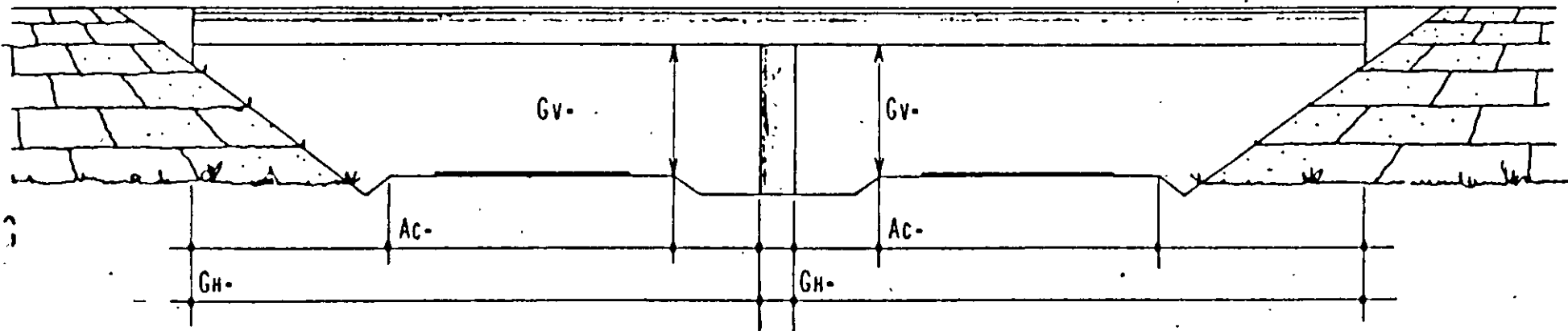
4/6

# INSPECCION DE PUENTES Y PASOS A DES. DEL TIPO DE ESTRUCTURA



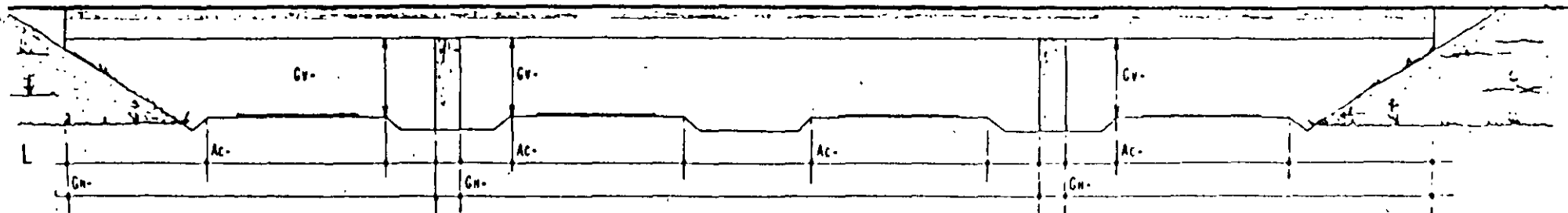
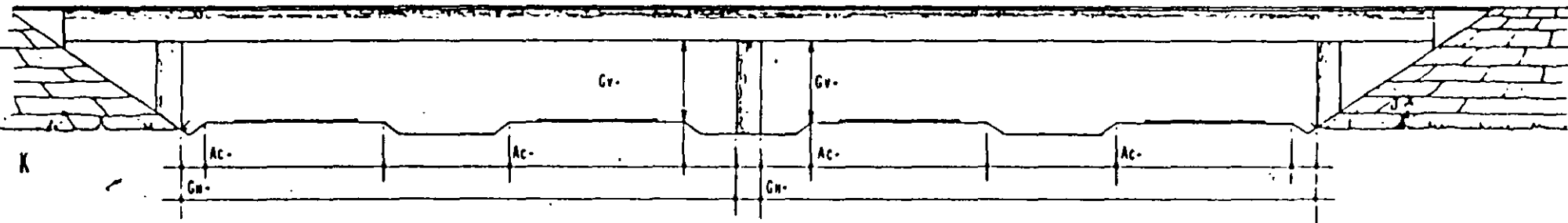
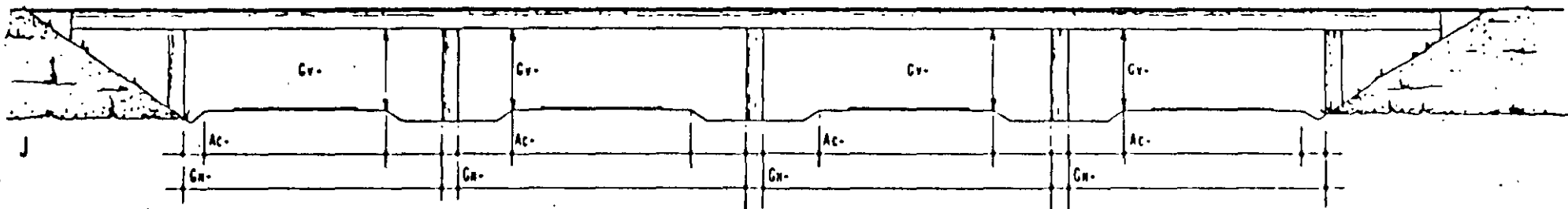
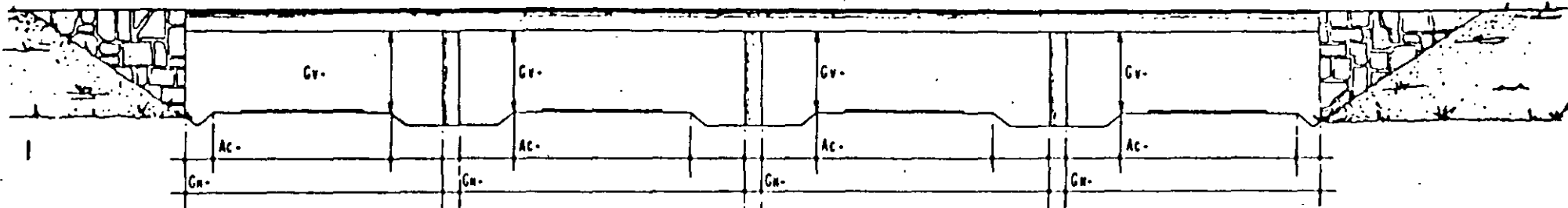
40

# INSPECCION DE PUENTES Y PASOS A DESNIVEL TIPO DE ESTRUCTURA

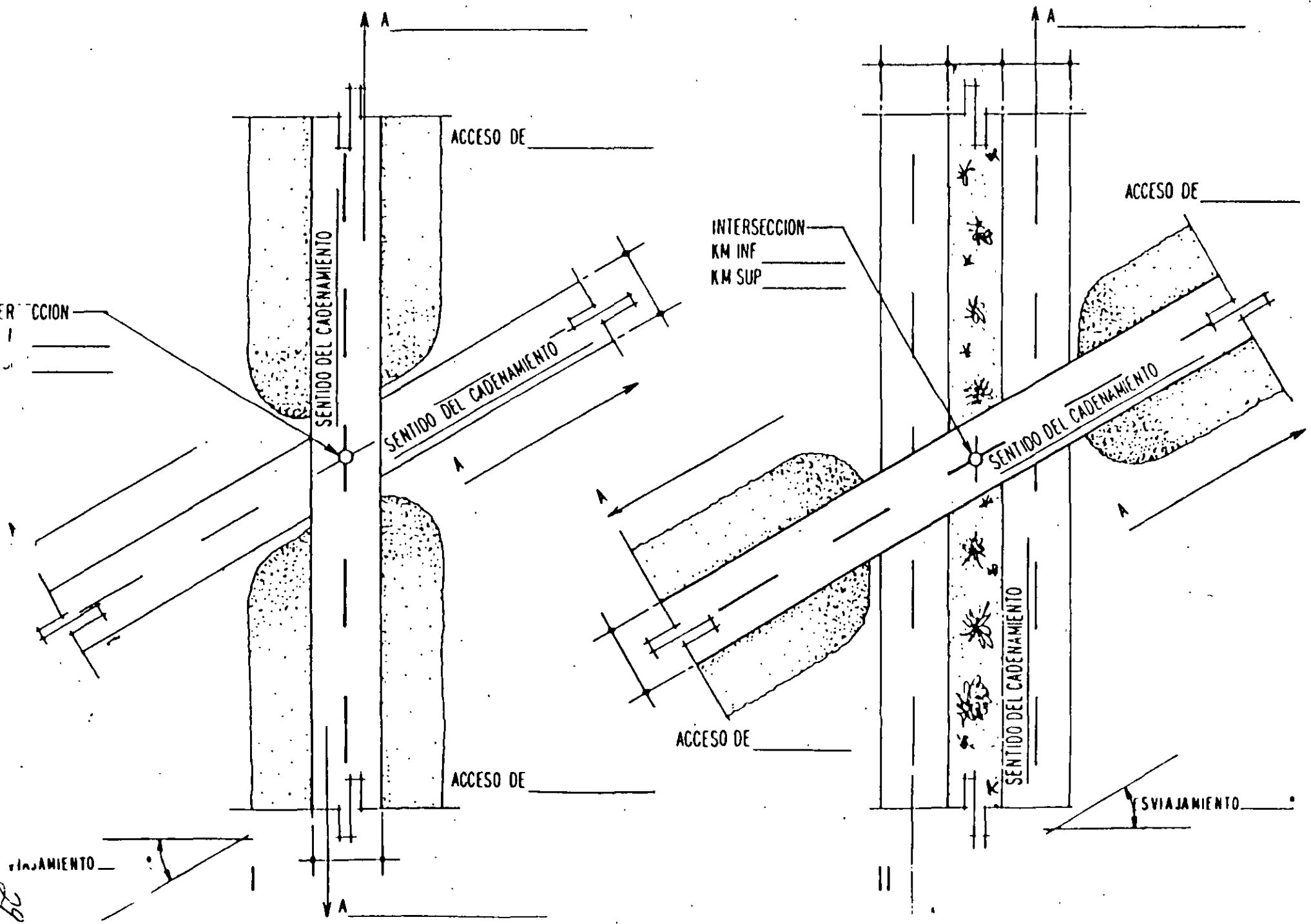




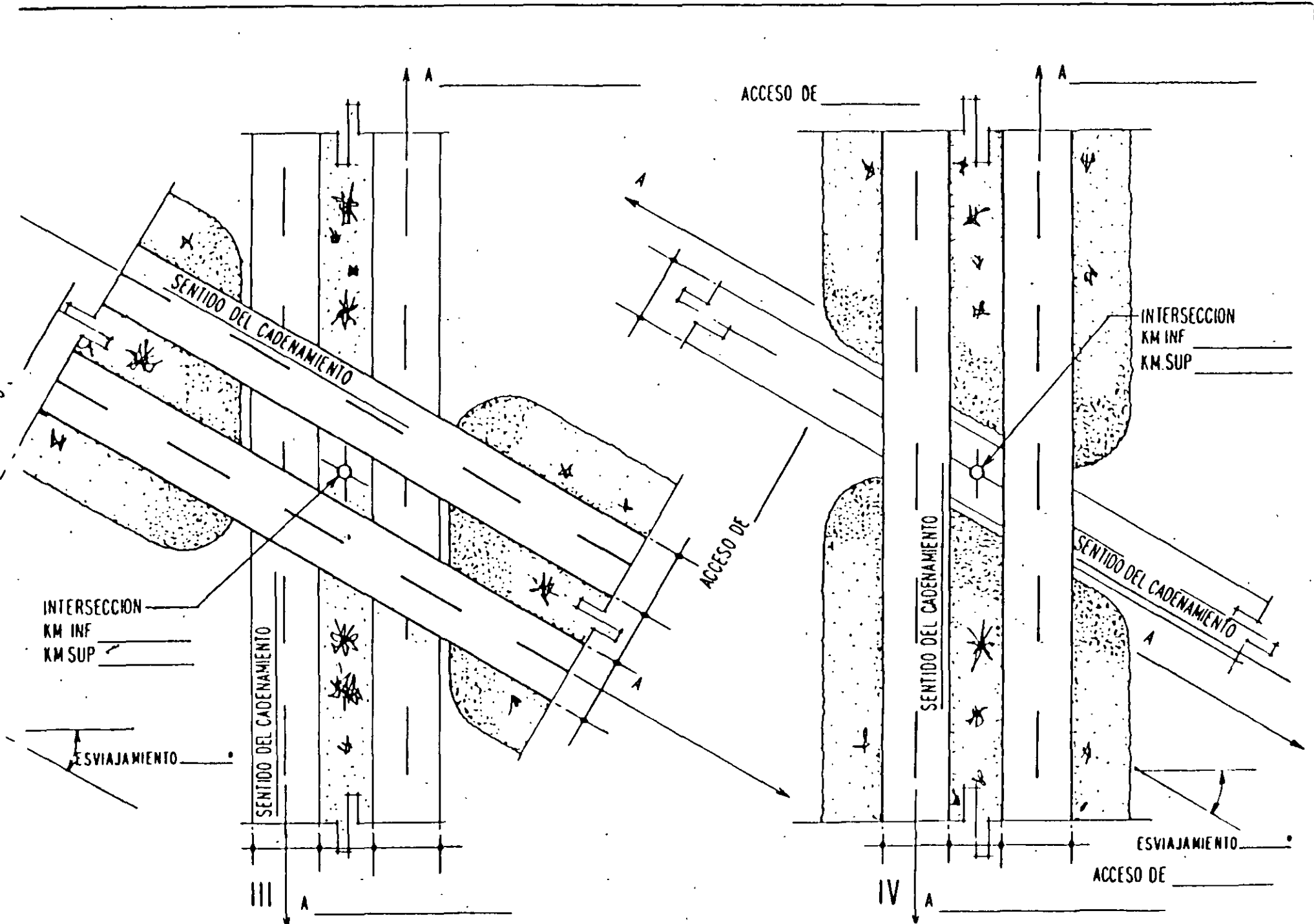
# INSPECCION DE FUENTES Y PASOS A DORSNIVEL TIPO DE ESTRUCTURA



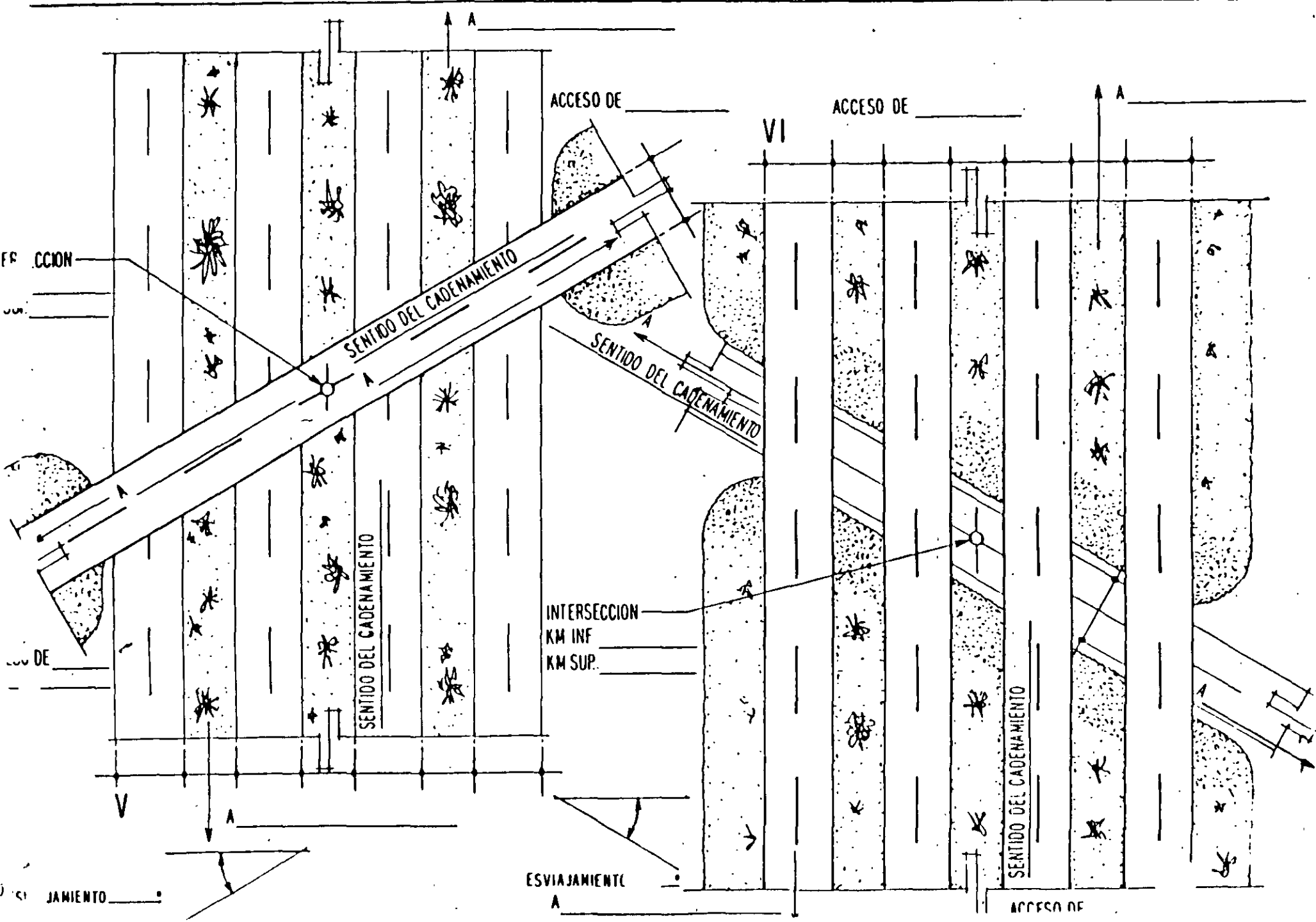
# INSPECCION DE PUENTES Y PASOS A DESNIVEL TIPO DE INTERSECCION



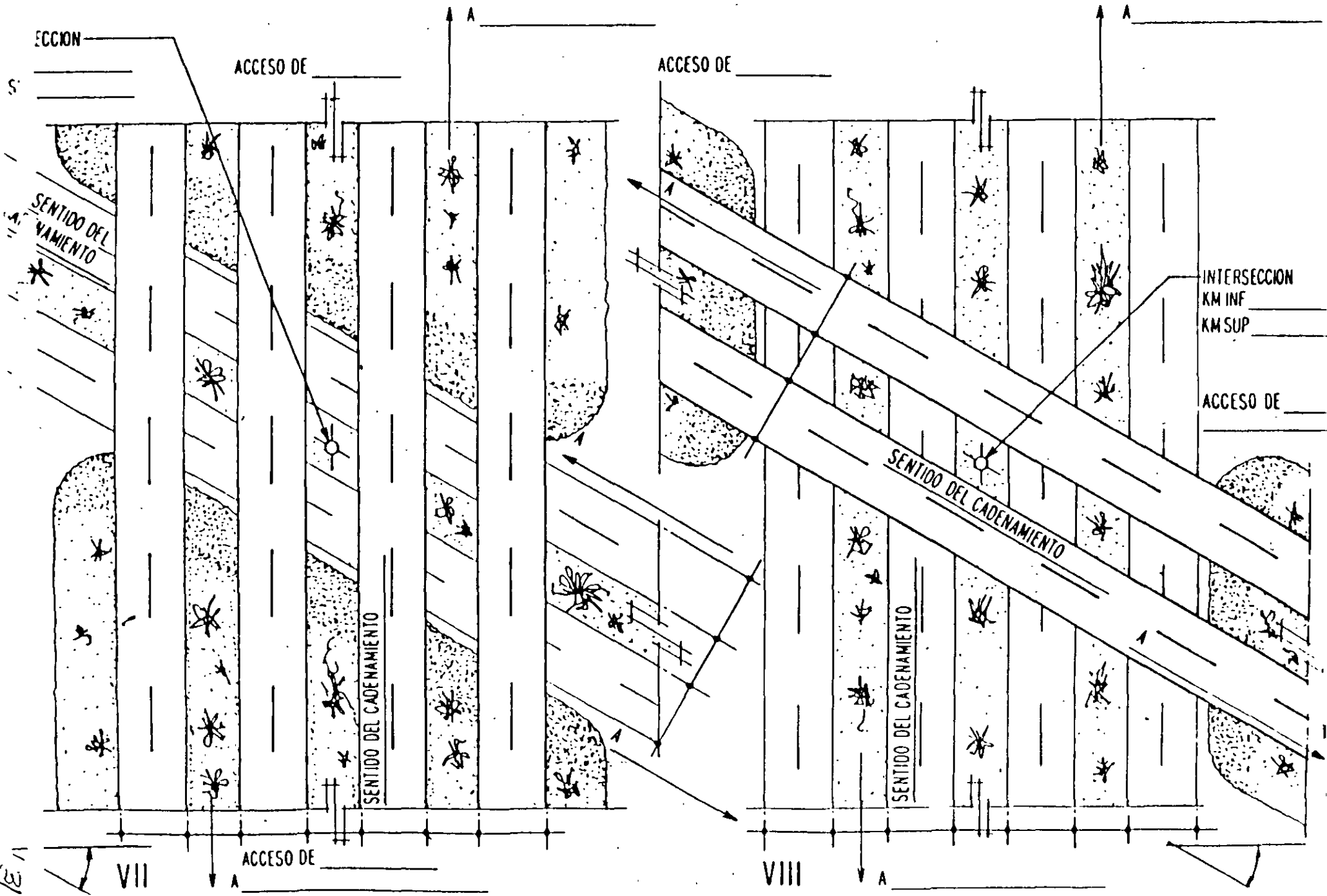
# INSPECCION DE PUENTE Y PASOS A DESNIVE' TIPO DE INTERSECCION



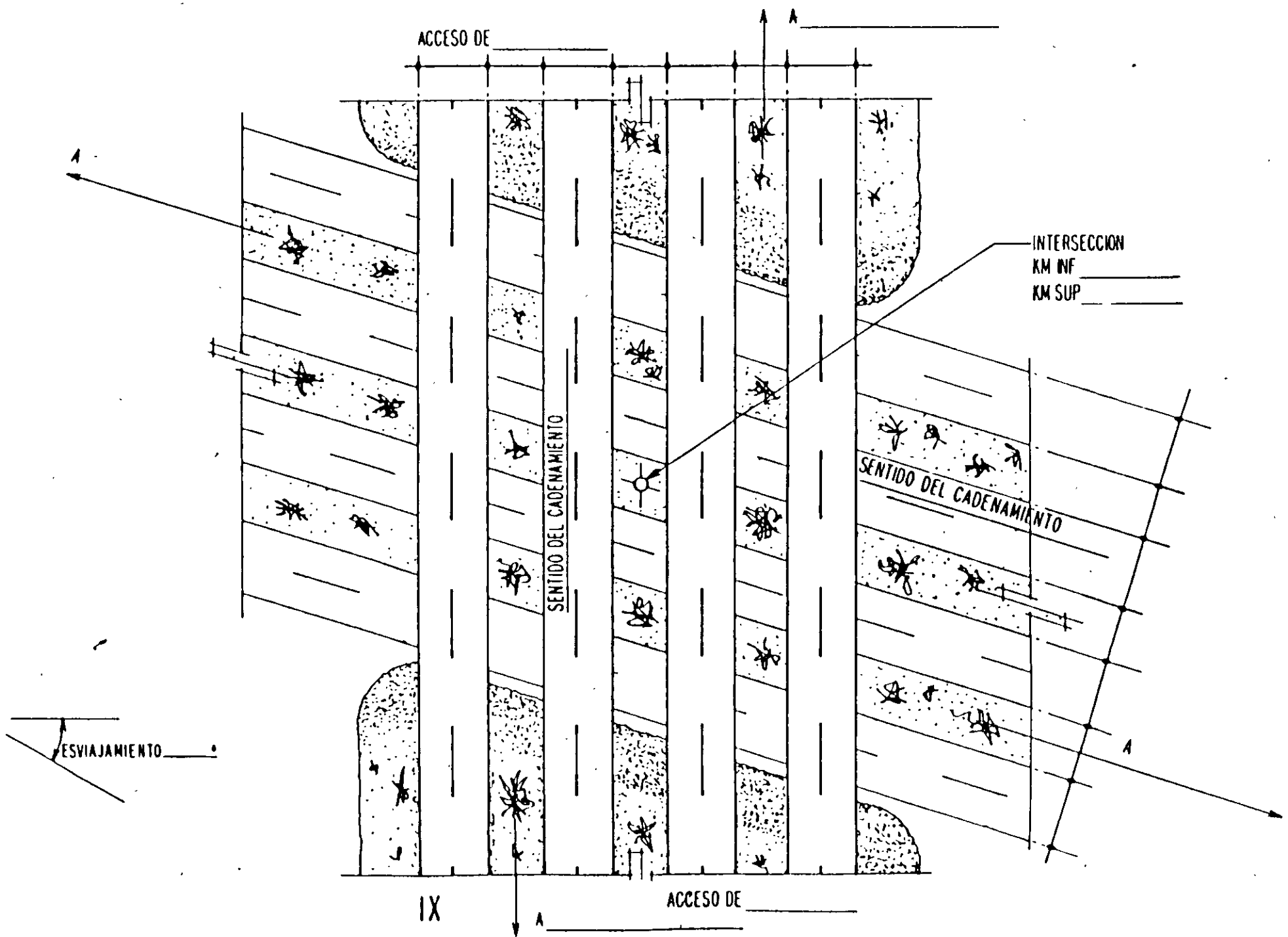
# INSPECCION DE Puentes Y PASOS A DESCRIBIR TIPO DE INTERSECCION



INSPECCION DE PUENTE Y PASOS A DESNIVEL  
TIPO DE INTERSECCION



INSPECCION DE PUENTES Y PASOS A DESNIVEL  
TIPO DE INTERSECCION



MANTENIMIENTO Y CONSERVACION DE PUENTES Y PASOS A DESNIVEL  
 FICHA DE INFORMACION GENERAL

NUMERO DE REGISTRO \_\_\_\_\_

TIPO DE PUENTE _____ MATERIAL _____ ANCHO DE CARRETERA _____ AÑO _____	KM _____ EN EL CENTRO DE LA ESTRUCTURA ORIGEN _____	ENTIDAD FEDERATIVA _____ INSPECTOR _____ REVISOR _____
---	---	--

CARACTERISTICAS FUNDAMENTALES DE LA ESTRUCTURA

DIMENSIONES SUPERFICIALES	ANCHO :		LONGITUD :	
	GUARNICIONES _____	_____	M	NUMERO DE TRAMOS _____
CALZADAS _____	_____	M	LONGITUD DE CADA TRAMO _____	
BANQUETAS _____	_____	M	_____	
CAMELLON _____	_____	M	_____	
ANCHO TOTAL _____	_____	M	LONGITUD TOTAL _____	M

**SUPERESTRUCTURA**      FORMA ESTRUCTURAL \_\_\_\_\_  
 SISTEMA PORTANTE \_\_\_\_\_

**SUBESTRUCTURA**      APOYOS EXTREMOS \_\_\_\_\_  
 APOYOS INTERMEDIOS \_\_\_\_\_

TIPO DE CIMENTACION \_\_\_\_\_

NUMERO DE PROYECTO \_\_\_\_\_      FECHA DE PROYECTO 19\_\_\_\_      CARGA MOVIL DE DISEÑO \_\_\_\_\_      FECHA DE CONSTRUCCION 19\_\_\_\_

LA ESTRUCTURA FUE AMPLIADA  REPARADA  RECONSTRUIDA  EN EL AÑO DE 19\_\_\_\_      LOS TRABAJOS CONSISTIERON ESENCIALMENTE EN: \_\_\_\_\_

FECHA DE LA PRIMERA INSPECCION \_\_\_\_\_      CALIFICACION DE SU ESTADO FISICO: GRADO \_\_\_\_\_      LOS DAÑOS MAS RELEVANTES Y QUE DETERMINARON SU CALIFICACION FUERON: \_\_\_\_\_

FECHA	CALIFICACION	DESCRIPCION DE DAÑOS



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.  
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

## **CURSO INSTITUCIONAL**

### **INSPECCION, MANTENIMIENTO Y REHABILITACION DE PUENTES**

**del 27 de octubre al 7 de noviembre de 1997**

**I. M. T.**

### **SISTEMAS DE ADMINISTRACION DE PUENTES (SIAP)**

**Ing. Miguel Arturo Barousse Moreno  
Palacio de Minería  
1997**



# Sistemas de Administración de Puentes ( SIAP )

Ing. Miguel Arturo Barousse Moreno

# SIAP, UN SISTEMA PARA LA ADMINISTRACIÓN DE PUENTES

**Miguel Barousse Moreno**

Instituto Mexicano del Transporte  
Apartado Postal # 1098  
Querétaro, Qro. 76000  
(42) 169777 Fax (42) 169671

## RESUMEN

En este trabajo se destaca la importancia que tiene la conservación de los puentes para prevenir comportamientos estructurales inadecuados que puedan provocar colapsos. Para la realización de las tareas de conservación se estima necesario la implantación de un sistema de administración de puentes. En este artículo se presenta algunos aspectos de un sistema desarrollado por el Instituto Mexicano del Transporte y el cual puede constituir una herramienta importante en las tareas de conservación de los puentes.

Este sistema propone un esquema de organización institucional y proporciona un programa de cómputo con el cual se puede manejar de manera organizada toda la información que se va generando sobre los puentes.

## ANTECEDENTES

En los 40,000 km. de la red federal de carreteras, existen aproximadamente 5,000 puentes con una longitud de 200 km., los cuales representan un elemento de vital importancia para el funcionamiento de las redes viales. Numerosos puentes de la red nacional de carreteras presentan daños importantes, como consecuencia de la acción agresiva de los agentes naturales y del crecimiento desmesurado de las cargas.

Una gran parte de los puentes mexicanos fueron diseñados para soportar la carga AASHTO H-15 con un peso total de 13.7 ton., en tanto que un vehículo T3-S3, autorizado por el reglamento de pesos y dimensiones tiene un peso de 47 ton. y frecuentemente se encuentran sobrecargados hasta con 75 ton.

Esta situación explica los daños en las estructuras de pavimentos y puentes, causados por el incremento de las solicitaciones mecánicas y la frecuencia en la aplicación de las cargas, debido a un aumento en la actividad económica del país.

En 1982, se levantó un inventario de los puentes de la red federal que incluye una evaluación de sus condiciones. Este documento constituyó un esfuerzo importante de la Dirección General de Construcción y Conservación. Posteriormente, se establecieron Residencias de Conservación de Puentes en la mayor parte de los estados y se llevaron a cabo numerosas obras de reparación y modernización de puentes. Similares esfuerzos han sido realizados en la última década por el organismo Caminos y Puentes Federales de Ingresos y Servicios Conexos, por el Departamento del Distrito Federal y por la empresa Ferrocarriles Nacionales de México para atender los puentes a su cargo. Estas tareas fueron, en buena parte, impulsadas por la ocurrencia de algunos colapsos de puentes debidos, tanto a sobrecargas excesivas como al mal estado físico de las obras. Otro esfuerzo que no debe dejarse de mencionar lo constituye la instalación de un sistema de administración de puentes llamado SIPUMEX, el cual fue desarrollado por una empresa danesa, para la Dirección General de Construcción y Conservación de Obras Públicas.

## INTRODUCCIÓN

Un sistema de administración se define como un conjunto de elementos administrativos y organizacionales, normas y procedimientos implantados por una institución para organizar, realizar y supervisar todas las actividades relacionadas con los puentes a su cargo después de la puesta en servicio de éstos.

El sistema propuesto tiene como objetivos generales:

- Garantizar la seguridad de los usuarios
- Proteger la inversión patrimonial
- Predecir con suficiente anticipación el monto de los recursos necesarios para la conservación de las obras
- Generar bases de datos con el inventario y la información de las inspecciones

## INSPECCIONES

Mé debate un programa de inspecciones sistemáticas se obtienen los datos necesarios para la detección y evaluación de daños, así como para la toma de decisiones sobre el mantenimiento, reparación, refuerzo o sustitución de los puentes.

En las inspecciones sólo se consideran daños graves.

- Socavación
- Agrietamiento importante
- Flechas y desplomes importantes
- Corrosión
- Daños en dispositivos de apoyo

Dentro de este sistema se sugieren dos tipos de inspecciones; una de evaluación y la otra especial.

**Inspección de evaluación.**- Debe realizarse por personal especializado en puentes y adiestrado para la identificación y evaluación de daños. La brigada debe contar con un equipo mínimo y la inspección será fundamentalmente visual. En esta inspección, el jefe de la brigada procede a dar una calificación a los principales elementos del puente (tabla 1), con las cuales el sistema calculará la calificación global del puente.

**Inspección especial.**- Debe realizarse en puentes que hayan tenido una calificación menor o igual a dos durante la inspección de evaluación. Esta inspección se realizará con el personal de más experiencia y preparación, el cual procede a ratificar o corregir las calificaciones establecidas en la inspección de evaluación

## EVALUACIÓN DEL PUENTE

En este sistema se obtienen dos calificaciones, una referente a la condición estructural, y la otra al estado funcional del puente. En ambas calificaciones se utiliza una escala de cero a cinco como se muestra en la tabla 1.

**Calificación estructural.**- El sistema tiene dos procedimientos para el cálculo de la calificación estructural, dependiendo de los datos de que se dispongan. El primer procedimiento utiliza exclusivamente las calificaciones dadas a las diferentes partes del puente, y el segundo requiere de la obtención en campo del primer modo de vibrar. A continuación se describen estos procedimientos

Tabla 1. Escala de calificación del SIAP

Situación del puente	Calificación
Condición de falla	0
Condición mala	1
Condición regular	2
Condición aceptable	3
Condición buena	4
Condición excelente	5

**Método basado en las calificaciones dadas a las diferentes partes del puente.**- Este consiste en hacer un promedio pesado de las calificaciones dadas a cada parte del puente. La ventaja de este procedimiento es ser sencillo, sin embargo su desventaja es que tiene un alto grado de subjetividad. La forma de obtener la calificación utilizando este procedimiento se describe a continuación:

Si la subestructura o la superestructura tienen una calificación igual o menor a 3, ésta se asignará como la calificación general del puente, de lo contrario se obtienen promedios pesados de la siguiente manera:

$$CSUB = (0.3)(CSOCA) + (0.2)(CCIM) + (0.25)(CAPO) + (0.25)(CPILAS) \quad (1)$$

donde:

CSUB, calificación subestructura  
 CSOCA, calificación socavación  
 CCIM, calificación cimentación  
 CAPO, calificación apoyos  
 CPILAS, calificación pilas

$$CSUP = (0.4)(CSIPISO) + (0.4)(CSIPORT) + (0.20)(CDISAPO) \quad (2)$$

donde:

CSUP, calificación superestructura  
 CSIPISO, calificación sistema de piso  
 CSIPORT, calificación sistema portante  
 CDISAPO, calificación dispositivos de apoyo

$$CEP = (0.5)(CSUB) + (0.5)(CSUP) \quad (3)$$

donde:

CEP, calificación estructural del puente

**Método basado en la medición del primer modo de vibrar.**- En este procedimiento se requiere de la obtención del primer modo de vibrar del puente, el cual puede ser obtenido con relativa facilidad una vez que se cuente con el equipo necesario. Se obtienen dos calificaciones parciales; una referente a la rigidez y la otra asociada a la resistencia del puente. En ambos casos se requiere de la obtención del parámetro  $EI$ , el cual se obtiene una vez conocido el primer modo de vibrar del puente. A continuación se muestra como calcular este parámetro.

Para superestructuras isostáticas:

$$EI_{din} = \frac{4WL^3}{9\pi} \frac{1}{T^2} \quad (4)$$

donde:

- $EI_{din}$ , producto del módulo de elasticidad por el momento de inercia (prueba dinámica)
- $W$ , peso total del puente
- $L$ , claro de la superestructura
- $T$ , período del primer modo de vibrar
- $g$ , aceleración de la gravedad

Para superestructuras hiperestáticas:

$$EI_{din} = K \frac{4WL^3}{9\pi} \frac{1}{T^2} \quad (5)$$

dónde  $K$  se obtiene de las gráficas mostradas en las figuras 1 y 2.

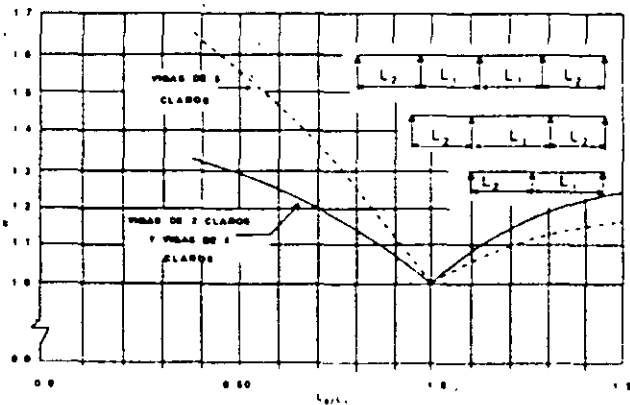


Figura 1.- Valor de la constante  $K$  para superestructuras de dos, tres y cuatro claros.

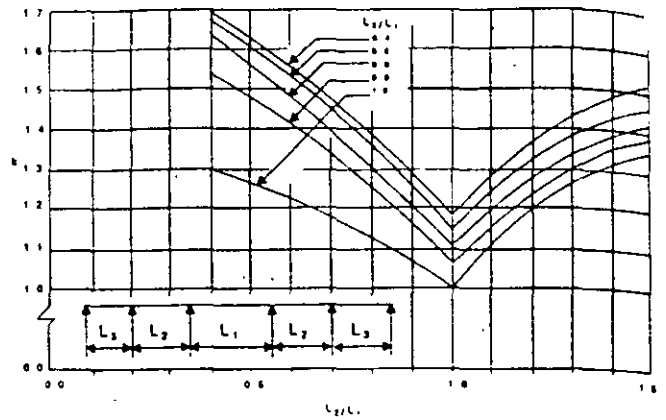


Figura 2.- Valor de la constante  $K$  para superestructuras de cinco claros.

Con los valores de  $EI$  conocidos se puede calcular el valor de la flecha, la cual se obtiene sumando la correspondiente al peso propio, más la que generaría un camión T3-S3. Para el caso de una superestructura continua menor de 40 m., la expresión para este cálculo es:

$$y = \frac{5}{384} \frac{WL^3}{EI} + \sum_{i=1}^6 P_i \frac{b_i(L^2 - b_i^2)^{3/2}}{9\sqrt{3}EIL} \quad (6)$$

donde:

- $y$ , es la flecha máxima
- $W$ , es el peso total del puente
- $P_i$ , carga del camión T3-S3 por eje
- $b_i$ , posición del eje de carga

Para otros claros y para superestructuras continuas, el SIAP calcula las flechas utilizando métodos más refinados de cálculo, y los criterios del AASHTO para definir el número de vehículos y carriles de carga.

El valor de la flecha se compara con el permisible y se obtiene la *calificación por rigidez* tal como se muestra en la tabla 2.

Para obtener la *calificación por resistencia* se obtiene el esfuerzo último de flexión utilizando para esto el valor medido de  $EI$  y los criterios del AASHTO, con un vehículo mexicano T3-S3; dependiendo del cociente entre el esfuerzo último aceptable y el esfuerzo último actuante se obtienen dos calificaciones, una para flexión y otra para cortante, tomándose la más desfavorable como la calificación por resistencia. Los valores para obtener esta calificación se muestran en la tabla 3.

Tabla 2.- Calificación asociada a la rigidez del puente

Valores permisibles de flecha	Calificación (CR)
Menor a L/500	0
Entre L/500 y L/600	1
Entre L/600 y L/800	2
Entre L/800 y L/1000	3
Entre L/1000 y L/1200	4
Mayor a L/1200	5

CR, calificación por rigidez  
L, claro de la superestructura

Tabla 3.- Calificación asociada a la resistencia del puente

Cociente entre el esfuerzo último permisible y el esfuerzo último actuante	Calificación (CF o CCO)
Menor o igual a 1.0	0
Entre 1.2 y 1.4	1
Entre 1.4 y 1.6	2
Entre 1.6 y 1.8	3
Entre 1.8 y 2.0	4
Mayor o igual a 2.0	5

CF, calificación por flexión  
CCO, calificación por cortante

Para obtener la calificación de los aspectos funcionales el sistema calcula primeramente los niveles de deficiencia para tres aspectos; gálibos, ancho de la superficie de rodamiento y equipamiento. Para realizar los cálculos de los niveles de deficiencia el sistema compara entre los valores reales y los valores deseables tomando en cuenta de manera lineal el tráfico de la carretera. Por ejemplo, para obtener el nivel de deficiencia del ancho del puente se utiliza la siguiente expresión:

$$NDAP = 10(AD - AR) \frac{TPDA}{5000} \leq 10 \quad (7)$$

donde:

NDAP, nivel de deficiencia por ancho del puente  
AD, ancho deseable del puente en m.  
AR, ancho real del puente en m.

Como ejemplo para ver el comportamiento de la ecuación (7), la figura 3 muestra una gráfica para algunos valores de (AD-AR)

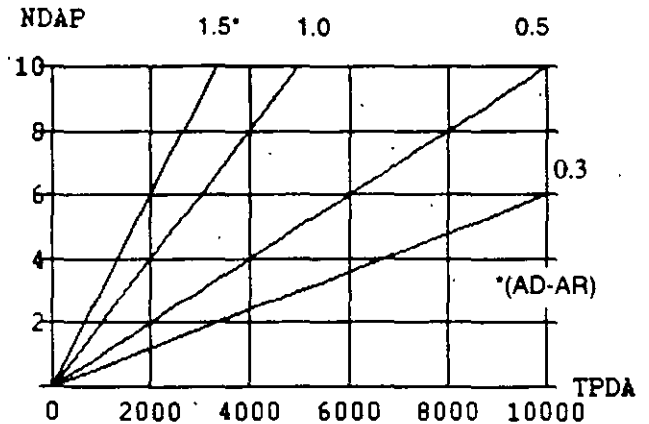


Figura 3.- Gráfica de NDAP contra TPDA para diferentes valores de (AD-AR)

Una vez que se obtiene el nivel de deficiencia por el ancho del puente se le asigna una calificación de acuerdo al criterio mostrado en la tabla 4.

Tabla 4.- Calificación por nivel de deterioro en el ancho puente

Nivel de deterioro por ancho del puente	Calificación
Igual a 10	0
Entre 8 y 10	1
Entre 6 y 8	2
Entre 4 y 6	3
Entre 2 y 4	4
Menos de 2	5

Para los otros niveles de deficiencia existen ecuaciones similares. Por último, se obtiene la calificación por funcionalidad promediando los tres aspectos funcionales antes mencionados.

## DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA DE CÓMPUTO

El SIAP está formado por un conjunto de bases de datos interrelacionadas que permiten un análisis de la información de manera sistemática. Las bases de datos que conforman al sistema son:

- Datos de inventario
- Datos de inspección de evaluación
- Datos de inspección especial
- Mediciones
- Fotografías de inventario
- Fotografías de deterioros
- Planos
- Mapas

A continuación se describe brevemente el contenido de estas bases de datos:

**Datos de inventario.**- Se almacena la información que cambia poco en el tiempo, como por ejemplo, nombre del puente, coordenadas geográficas, nombre de la dependencia encargada del mantenimiento, año de construcción, tránsito promedio diario, número de carriles. También se incluyen los datos geométricos del puente tales como la longitud, longitud del máximo claro. En esta base de datos se incluye también los datos estructurales como son tipo y material de la superestructura, tipo de cimentación, tipo de subestructura, carga de diseño, entre otros datos.

**Datos de inspección de evaluación.**- En esta base de datos se almacena la información que se levanta en las inspecciones de evaluación las cuales sirven para dar la calificación inicial del estado estructural del puente. Algunos de estos campos son: agrietamientos importantes, socavación, desplomes, estado de los apoyos, niveles de corrosión, etc.

**Datos de inspección especial.**- En esta base de datos se consigna el resultado de las inspecciones especiales, las cuales se realizan en los puentes que tengan una calificación inferior o igual a 2, en la inspección de evaluación. Aquí se guarda la descripción de la inspección, así como las calificaciones otorgadas.

**Datos de mediciones especiales.**- En ésta se guardan los resultados de mediciones realizadas al puente tales como pruebas de carga y mediciones de vibraciones.

**Fotografías de inventario.**- Se almacenan en esta base de datos, las fotografías que dan una descripción general del puente.

**Fotografías de deterioros.**- En esta base de datos se guardan fotografías de detalles las cuales harán resaltar los principales deterioros del puente.

El programa de cómputo está realizado para computadoras personales en ambiente de windows.

## LÍNEAS ACTUALES DE TRABAJO

Actualmente se le está incorporando al SIAP un sistema que permita costear las diferentes acciones de conservación para poder predecir con suficiente anticipación los presupuestos necesarios para asignar a

estas tareas. La otra parte que se le está desarrollando es un sistema de información geográfica que permita realizar un análisis de la información incluyendo aspectos georeferenciados.

## CONCLUSIONES

El sistema propuesto constituye una herramienta útil para apoyar las labores de conservación de los puentes además de monitorear constantemente el estado estructural de los puentes con lo que se pueden predecir con anticipación fallas estructurales graves.

Otro punto que se considera importante es la facilidad de que los gobiernos estatales utilicen este sistema, sin la necesidad de pagar regalías por importación de tecnología, para la administración de sus redes, incluyendo las que en un futuro próximo recibirán por parte de la SCT.

## AGRADECIMIENTOS

Se agradece el apoyo dado por Gabriel Ventura Suárez para la realización de este trabajo.

## REFERENCIAS

- Gálindo, A., Barousse, M., 1994, "Sistema de Administración de Puentes (SIAP)", Publicación técnica no 49, Instituto Mexicano del Transporte, México.
- Gálindo, A., Barousse, M., 1991, "Sistema de Administración de Puentes", Seminario Internacional de Puentes, Instituto Mexicano del Transporte, pp. 469-491, México.
- O'Connor, S.D., Hyman, W.A., 1989, "Bridge Management System. Demonstration Project No. 71", U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Washington, D.C., E.U.A.
- "Recording and Coding Guide for Structure Inventory and Appraisal of the Nation's Bridges", 1988, U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Washington, D.C., E.U.A.
- Bakht, B., Jaeger, L., "Bridge Analysis Simplified", 1987, McGraw Hill, E.U.A.
- "American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO): Standard Specifications for Highways Bridges", 1993, Washington, D.C., E.U.A.
- "Ontario Highways Bridge Design Code (OHBDC)", 1992, 3de. Ministry of Transportation and Communications, Canadá.
- "Formato para Inspección de Puentes y Pasos a Densnivel", 1986, Secretaría de Comunicaciones y Transportes, México.

## ¿QUE SE HACE EN MÉXICO PARA LA CONSERVACIÓN DE PUENTES?

- En México existen aproximadamente 6,000 puentes.
- En 1982 se levanta el primer inventario de puentes.
- Alrededor de 1983 se establecen residencias de conservación de puentes en los Centros SCT.
- En 1991 se inicia la implantación del SIPUMEX. SIPUMEX es un sistema de administración de puentes elaborado por una empresa danesa para la Dirección General de Construcción y Conservación de Obra Pública.
- Actualmente se está instalando el SIAP en las autopistas concesionadas. El número de puentes en éstas es de alrededor de 1200 puentes.
- También se está instalando el SIAP en las Unidades Generales de Servicios Técnicos.
- En el Instituto se estudian procedimientos para la inspección de puentes utilizando pruebas no destructivas y mediciones de vibraciones.
- Se diseñó un curso en coordinación con la Dirección General de Servicios Técnicos, para inspección de puentes el cual va ser impartido en la División de Educación Continua de la Facultad de Ingeniería de la UNAM.

## **OBJETIVOS DEL SIAP**

### **OBJETIVO PRINCIPAL**

- Predecir con anticipación problemas que afecten la seguridad y serviciabilidad de los puentes.

### **OTROS OBJETIVOS**

- Generar una base de datos con el inventario de los puentes y la información de las inspecciones
- Optimizar la aplicación de los recursos disponibles
- Conjuntar la información de puentes para que sea accesible con facilidad y prontitud (planos, fotografías, memorias de cálculo, etc. )



# COMPONENTES DEL SIAP

## BASES DE DATOS RELACIONALES

- INVENTARIO
- INSPECCIONES RUTINARIAS
- INSPECCIONES ESPECIALES
- FOTOS DE INVENTARIO
- FOTOS DE DETERIOROS
- PLANOS\*
- MAPAS\*
- PELÍCULA\*

## CALIFICACIÓN DE PUENTES

- ESTRUCTURAL
- ASPECTOS FUNCIONALES

## PLANEACIÓN Y PRIORIZACIÓN

- COSTOS\*
- POLÍTICAS DE CONSERVACIÓN\*

\*Actividades en proceso

## EVALUACIÓN DEL PUENTE

En este sistema se obtienen dos calificaciones; una referente a la condición estructural, y la otra al estado funcional del puente. En ambas calificaciones se utiliza una escala de cero a cinco.

**Calificación estructural.-** El sistema tiene dos procedimientos para el cálculo de la calificación estructural, dependiendo de los datos de que se dispongan. El primer procedimiento utiliza exclusivamente las calificaciones dadas a las diferentes partes del puente, y el segundo requiere de la obtención en campo del primer modo de vibrar.

**Calificación del estado funcional del puente.-** En esta parte el sistema califica los aspectos geométricos que afectan con la operación de las redes de transporte. Se califican dos aspectos; ancho del puente y gálibos.

## MÉTODO BASADO EN LAS CALIFICACIONES DADAS A LAS DIFERENTES PARTES DEL PUENTE

Este consiste en hacer un promedio pesado de las calificaciones dadas a cada parte del puente. La ventaja de este procedimiento es ser sencillo, sin embargo su desventaja es que tiene un alto grado de subjetividad. La forma de obtener la calificación utilizando este procedimiento se describe a continuación:

Si la subestructura o la superestructura tienen una calificación igual o menor a 3, ésta se asignará como la calificación general del puente, de lo contrario se obtienen promedios pesados de la siguiente manera:

$$\text{CSUB} = (0.3)(\text{CSOCA}) + (0.2)(\text{CCIM}) + (0.25)(\text{CAPO}) + (0.25)(\text{CPILAS})$$

donde:

CSUB, calificación subestructura

CSOCA, calificación socavación

CCIM, calificación cimentación

CAPO, calificación apoyos

CPILAS, calificación pilas

$$\text{CSUP} = (0.4)(\text{CSIPIISO}) + (0.4)(\text{CSIPIORT}) + (0.20)(\text{CDISAPO})$$

donde:

CSUP, calificación superestructura

CSIPIISO, calificación sistema de piso

CSIPIORT, calificación sistema portante

CDISAPO, calificación dispositivos de apoyo

$$\text{CEP} = (0.5)(\text{CSUB}) + (0.5)(\text{CSUP})$$

donde:

CEP, calificación estructural del puente

## MÉTODO BASADO EN LA MEDICIÓN DEL PRIMER MODO DE VIBRAR

En este procedimiento se requiere de la obtención del primer modo de vibrar del puente, el cual puede ser obtenido con relativa facilidad una vez que se cuente con el equipo necesario. Se obtienen dos calificaciones parciales; una referente a la rigidez y la otra asociada a la resistencia del puente. En ambos casos se requiere de la obtención del parámetro  $EI$ , el cual se obtiene una vez conocido el primer modo de vibrar del puente. A continuación se muestra como calcular este parámetro.

*Para superestructuras isostáticas:*

$$EI_{din} = \frac{4WL^3}{g\pi} \frac{1}{T^2}$$

donde:

$EI_{din}$ , producto del módulo de elasticidad por el momento de inercia (prueba dinámica)

$W$ , peso total del puente

$L$ , claro de la superestructura

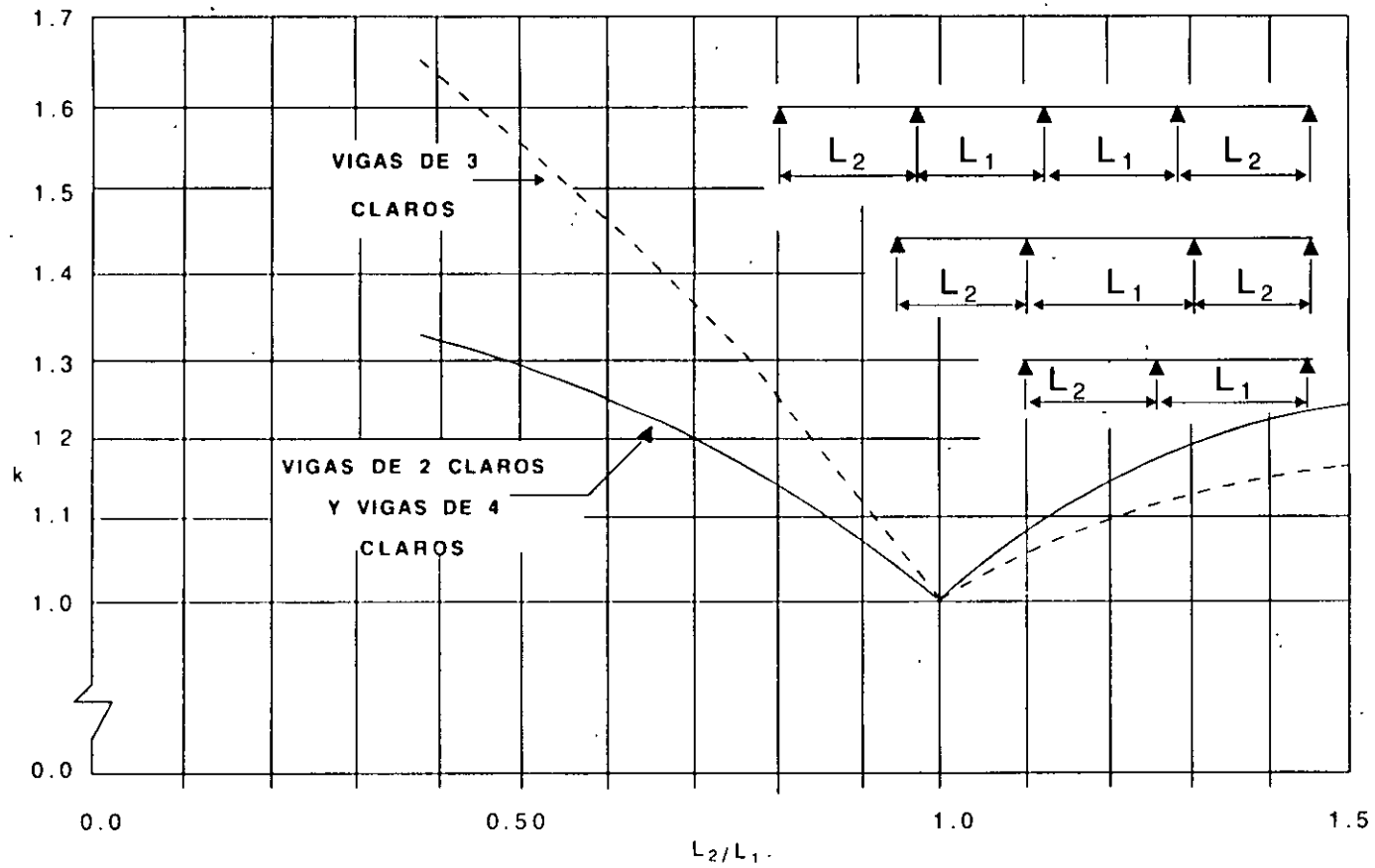
$T$ , período del primer modo de vibrar

$g$ , aceleración de la gravedad

*Para superestructuras hiperestáticas:*

$$EI_{din} = K \frac{4WL^3}{g\pi} \frac{1}{T^2}$$

donde  $K$  se obtiene de las siguientes gráficas.



Valor de la constante  $K$  para superestructuras de dos, tres y cuatro claros.

Con los valores de  $EI$  conocidos se puede calcular el valor de la flecha, la cual se obtiene sumando la correspondiente al peso propio, más la que generaría un camión T3-S3. Para el caso de una superestructura continua menor de 40 m., la expresión para este cálculo es:

$$y = \frac{5}{384} \frac{WL^3}{EI} + \sum_{i=1}^6 P_i \frac{b_i(L^2 - b_i^2)^{3/2}}{9\sqrt{3}EIL}$$

donde:

$y$ , es la flecha máxima

$W$ , es el peso total del puente

$P_i$ , carga del camión T3-S3 por eje

$b_i$ , posición del eje de carga

Para otros claros y para superestructuras continuas, el SIAP calcula las flechas utilizando métodos más refinados de cálculo, y los criterios del AASHTO para definir el número de vehículos y carriles de carga. El valor de la flecha se compara con el permisible y se obtiene la *calificación por rigidez*.

Para obtener la *calificación por resistencia* se obtiene el esfuerzo último de flexión utilizando para esto el valor medido de  $EI$  y los criterios del AASHTO, con un vehículo mexicano T3-S3; dependiendo del cociente entre el esfuerzo último aceptable y el esfuerzo último actuante se obtienen dos calificaciones, una para flexión y otra para cortante, tomándose la más desfavorable como la calificación por resistencia.

<b>Valores permisibles de flecha</b>	<b>Calificación (CR)</b>
Menor a L/500	0
Entre L/500 y L/600	1
Entre L/600 y L/800	2
Entre L/800 y L/1000	3
Entre L/1000 y L/1200	4
Mayor a L/1200	5

CR, calificación por rigidez  
L, claro de la superestructura

<b>Cociente entre el esfuerzo último permisible y el esfuerzo último actuante</b>	<b>Calificación (CF o CCO)</b>
Menor o igual a 1.0	0
Entre 1.2 y 1.4	1
Entre 1.4 y 1.6	2
Entre 1.6 y 1.8	3
Entre 1.8 y 2.0	4
Mayor o igual a 2.0	5

CF, calificación por flexión  
CCO, calificación por cortante

## CALIFICACIÓN DE LOS ASPECTOS FUNCIONALES

El sistema calcula primeramente los niveles de deficiencia para los dos aspectos; gálibos y ancho de la superficie de rodamiento. Para realizar los cálculos de los niveles de deficiencia el sistema compara entre los valores reales y los valores deseables tomando en cuenta de manera lineal el tráfico de la carretera. Por ejemplo, para obtener el nivel de deficiencia del ancho del puente se utiliza la siguiente expresión:

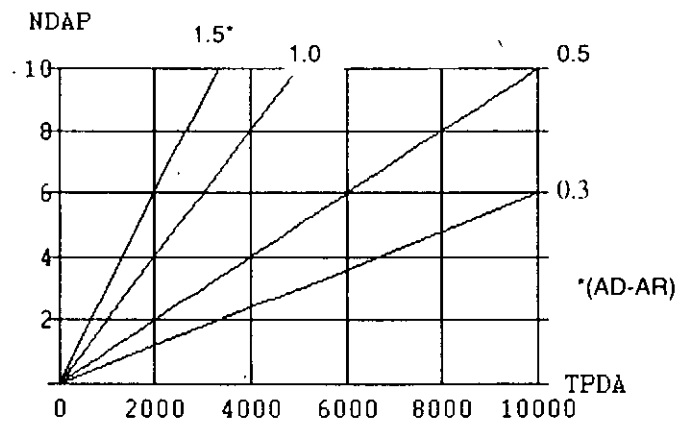
$$NDAP = 10(AD - AR) \frac{TPDA}{5000} \leq 10$$

donde:

NDAP, nivel de deficiencia por ancho del puente

AD, ancho deseable del puente en m.

AR, ancho real del puente en m.

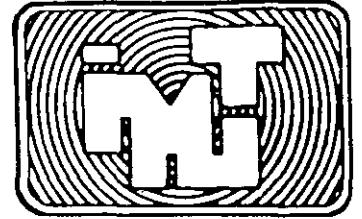
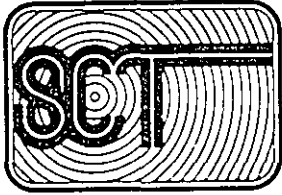


Gráfica de NDAP contra TPDA para diferentes valores de (AD-AR)



<b>Nivel de deterioro por ancho del puente</b>	<b>Calificación</b>
Igual a 10	0
Entre 8 y 10	1
Entre 6 y 8	2
Entre 4 y 6	3
Entre 2 y 4	4
Menos de 2	5

Para el gálibo se tienen ecuaciones similares. Por último, se obtiene la calificación por funcionalidad promediando las dos aspectos funcionales antes mencionados.



---

# SISTEMA DE ADMINISTRACION DE PUENTES (SIAP)

Instituto Mexicano del Transporte  
Secretaría de Comunicaciones y Transportes

Publicación Técnica No.45  
Querétaro, Qro. 1994

---

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

**Sistema de Administración de  
Puentes (SIAP)**

Publicación Técnica No.49  
Querétaro, Qro. 1994

---

---

Este trabajo ha sido elaborado en el Instituto Mexicano del Transporte, en la Coordinación de Capacitación Y Actualización Tecnológicas, por el Ing. Miguel Barousse Moreno y por el Ing. Amílcar Galindo Solórzano, perteneciente a la Dirección General de Proyectos, Servicios Técnicos y Concesiones. Se agradecen los comentarios de los Ingenieros Alfonso Rico Rodríguez y Tristán Ruíz Lang.

# Indice

---

<b>1. Introducción</b>	<b>1</b>
<b>2. Antecedentes</b>	<b>5</b>
<b>3. Sistema de administración de puentes</b>	<b>9</b>
3.1 Organización central	9
3.2 Organización de campo	11
3.3 Inspecciones	11
3.3.1 Inspección de evaluación	12
3.3.2 Inspección detallada	13
3.4 Inventario	15
3.5 Evaluación	15
3.6 Niveles de servicio	18
3.6.1 Nivel de servicio para la capacidad de carga	19
3.6.2 Nivel de servicio para el ancho del puente	20
3.6.3 Nivel de servicio para el galibo de puentes	20
3.7 Criterios de priorización	22
3.7.1 Deficiencia en la capacidad de carga (CC)	23
3.7.2 Deficiencia por el ancho del puente (AP)	25
3.7.3 Deficiencia por galibo (G)	27
3.7.4 Deficiencia en la condición estructural (CE)	29
3.8 Indices de priorización	31

3.9 Definición de acciones	31
3.10 Análisis económico	34
<b>4. Sistema de cómputo</b>	<b>37</b>
4.1 Base de datos del SIAP	37
4.2 Datos generales	39
4.3 Datos geométricos	45
4.4 Datos de la estructura	51
4.5 Datos de operación	57
4.6 Datos de la inspección de evaluación	58
4.7 Datos de la condición	66
4.8 Datos de pruebas especiales	68
<b>5. Conclusiones</b>	<b>69</b>
<b>6. Bibliografía</b>	<b>71</b>
<b>APENDICE A</b>	

# 1. Introducción

La modernización que se intenta realizar en todos los órdenes de la vida económica del país redundará en el incremento sustancial de las demandas de tránsito sobre las redes de transporte, por lo que tanto las carreteras como los ferrocarriles existentes deberán modificarse para adecuarlos al crecimiento de la demanda de transporte.

Los puentes son una parte importante del sistema de transporte del país y pueden ser puntos de estrangulamiento de la red si no están en condiciones adecuadas de servicio.

Numerosos puentes de la red nacional de carreteras presentan daños importantes como consecuencia de la acción agresiva de los agentes naturales y del crecimiento desmesurado de las cargas vivas.

El deterioro causado por los agentes naturales es común a todas las obras de ingeniería civil y es el resultado de un proceso mediante el cual la naturaleza trata de revertir el procedimiento artificial de elaboración de los materiales de construcción y llevarlos nuevamente a su estado original. De esta manera el concreto, piedra artificial formada por agregados pétreos unidos con cemento y agua, por efecto de los cambios de temperatura, el intemperismo y otros agentes, se agrieta, se desconcha y tiende a convertirse otra vez en arena, grava y cemento separados. Así mismo, el acero, formado por hierro con un pequeño agregado de carbono, es un material artificial inexistente en la naturaleza, que por efecto de la oxidación tiende a convertirse en un material más estable.

Por lo que se refiere a las cargas rodantes, el desarrollo tecnológico ha propiciado la aparición de vehículos cada vez más pesados, en respuesta a la demanda de los transportistas que encuentran más lucrativa la operación de vehículos de mayor peso; por otra parte, el mismo desarrollo económico se ha reflejado en un notable incremento del parque vehicular. En los últimos 35 años el número de habitantes y la longitud de la red se han triplicado, en tanto que el número de vehículos se ha multiplicado por veinticinco.

Una gran parte de nuestros puentes fueron calculados para la carga AASHTO H-15 con un peso total de 13 6 ton. en tanto que el camión tipo

T3-S3 autorizado por el reglamento de operación de caminos tiene un peso legal de 46 ton. y frecuentemente un peso ilegal hasta de 75 ton. Esta situación explica algunos de los daños en las estructuras de pavimentos y puentes por el aumento de las solicitaciones mecánicas al aumentar el peso de las cargas rodantes y por la disminución de resistencia por efecto de la fatiga estructural ocasionada por la aplicación de esas cargas repetidamente. Sin embargo, atendiendo a la naturaleza dinámica de las cargas vivas, deberá estudiarse con más detalle el problema de capacidad estructural, tomándose en cuenta las características del propio vehículo como son el tipo de suspensión, distribución de la masa, etc. así como las propiedades dinámicas del puente.

Otro aspecto importante de tomar en cuenta es lo que se refiere a la insuficiencia hidráulica y al estado de la cimentación desde el punto de vista de socavación, ya que estos problemas son las principales causas de colapsos de puentes.

Examinando con mayor atención la naturaleza de las causas que provocan los daños en los puentes, se desprende que son ineludibles. La acción agresiva de los agentes ambientales forma parte del marco de referencia en que la ingeniería debe desenvolverse y, tomando en cuenta que la infraestructura debe estar al servicio del transporte, la tendencia creciente del peso y número de los vehículos debe considerarse también componente obligada del citado marco de referencia. Por ésta razón, las entidades responsables de la operación de las redes de carreteras y ferrocarriles, deben considerar la conservación de los puentes como parte obligada de su quehacer a fin de mantener los niveles adecuados de seguridad y servicio de las estructuras.

Desafortunadamente existe un considerable rezago en la conservación de los puentes que se traduce en un deterioro creciente de su estado físico. Entre las razones que explican, pero no justifican ese rezago, pueden señalarse las siguientes:

- **Escasez de recursos.** La crisis económica en que estuvo inmerso nuestro país durante la década de los ochentas motivó un considerable descenso del gasto público y una desafortunada minimización de recursos disponibles para la conservación. Por el contrario, la crisis económica pudo



considerarse motivo para conservar con mayor esmero la infraestructura existente, que, de destruirse, sería difícil de restituir por la propia escasez de recursos.

- **Preferencia a la estructura térrea.** Los limitados recursos asignados a la conservación de la red, se han canalizado en el pasado fundamentalmente a la atención de la estructura térrea (terracerías y pavimentos), debido a que los materiales que la conforman son más vulnerables que los predominantes en los puentes, lo que motiva daños más extensos, más notorios y más frecuentes. Los materiales de los puentes, son ciertamente más durables, pero no son eternos y su falta de conservación puede destruirlos, ocasionando cuantiosas pérdidas económicas e interrupciones totales del tránsito.

- **Impopularidad de la conservación.** El crecimiento demográfico, el acceso de grupos cada vez mayores a mejores niveles de vida y la urbanización creciente, generan una gran demanda de diversas obras nuevas de infraestructura, ante las cuales la conservación de las obras existentes resulta una tarea poco atractiva para la sociedad y sus dirigentes y queda, por lo tanto, en desventaja en la competencia por la asignación de recursos.

- **Carencia de cultura de conservación.** En una sociedad subdesarrollada existe poca conciencia sobre la necesidad de conservar las obras tanto públicas como privadas. Podría decirse que el índice del desarrollo social de una nación se obtiene en función de la proporción de recursos asignados a la conservación respecto al gasto total en construcción.

Aunque por su longitud los puentes representan una porción pequeña de la red, constituyen eslabones vitales que garantizan la continuidad del funcionamiento de toda ella. Su colapso ocasiona frecuentemente pérdidas de vidas y cuantiosos daños económicos, tanto por la destrucción de la obra como por la interrupción o demora de la operación. Su reconstrucción plantea a menudo complejos problemas de ingeniería. Constituyen además obras que cautivan la atención del público, por lo que su falla ocasiona un detrimento en la credibilidad o en el prestigio de las entidades responsables. Por estas razones, conservarlos es una necesidad esencial.



## **2. Antecedentes**

En los más de 40,000 km de la red federal de carreteras existen aproximadamente 5,000 puentes con una longitud del orden de 200 km, que presentan una inversión superior a los 8,000 millones de nuevos pesos. De acuerdo con los resultados de numerosos estudios realizados en todo el mundo, un nivel mínimo recomendable de inversión para la conservación de estructuras viales es el 2% de la inversión inicial. Lo que conduce a definir un presupuesto anual de 160 millones de nuevos pesos como el mínimo necesario para la conservación de esas obras. Desafortunadamente, durante muchos años por las razones mencionadas, los presupuestos asignados fueron nulos o mucho menores a la cifra señalada, lo que ha propiciado una grave acumulación del deterioro. En una evaluación reciente de los puentes de la red federal se estimó que aproximadamente en 3,000 de ellos, el 60% del total, se requerían acciones importantes de rehabilitación. Obviamente, los presupuestos anuales para estas acciones, al incluir tareas de reparación y reforzamiento, son mucho mayores que la cifra arriba señalada, que se refiere únicamente a acciones preventivas y no correctivas.

Es oportuno mencionar que el problema planteado no es exclusivo de México, sino que existe en numerosos países, quizás en todos, y con mayor agudeza en los países más desarrollados que tienen infraestructuras viales más extensas y más antiguas. En los Estados Unidos, por ejemplo, existen en la red federal de carreteras 574,000 puentes, de los cuales 200,000 deben reemplazarse o reforzarse por obsolescencia funcional o por insuficiencia estructural, a un costo de 50,000 millones de dólares, que se invertirán en un lapso de 20 años.

Adicionalmente, en Francia los 6,700 puentes de la red principal de carreteras requieren una inversión anual de 40 millones de dólares durante 20 años. De esta inversión, un tercio se destinará a acciones preventivas de mantenimiento y dos tercios a la rehabilitación o reemplazo del 25% de estas obras.

A pesar de que la construcción y administración institucional de puentes carreteros en México empieza en 1925 con la fundación de la Comisión Nacional de Caminos, fue en 1982 cuando se iniciaron acciones administrativas que consideran el problema global de la conservación de puentes. Antes de esa fecha sólo se emprendían acciones dispersas diferidas a casos puntuales, que en su mayor

colapsados por socavación durante los temporales y que sólo raras veces constituían verdaderas acciones preventivas de conservación, como la renovación de la pintura de estructuras metálicas.

En 1982 se levantó un inventario de los puentes de la red federal que incluyó una evolución de sus condiciones. Este documento constituye un esfuerzo importante de la Dirección General de Construcción y Conservación de Obra Pública para el control de las estructuras viales a su cargo. Posteriormente, se establecieron Residencias de Conservación de Puentes en la mayor parte de los Estados y se llevaron a cabo numerosas obras de reparación y modernización de puentes, con inversiones crecientes a precios reales año con año. Similares esfuerzos han sido realizados en la última década por el organismo Caminos y Puentes Federales de Ingresos y Servicios Conexos, por el Departamento del Distrito Federal y por la empresa Ferrocarriles Nacionales de México, para atender los puentes a su cargo. Estas tareas fueron en buena parte impulsadas por la ocurrencia de algunos colapsos de puentes, causados tanto por sobrecargas excesivas como por el mal estado físico de las obras.

Por lo expuesto, resulta evidente que la conservación de los puentes presenta ahora un avance considerable respecto a la situación que se tenía hace diez años. Sin embargo, para consolidar los esfuerzos realizados y orientar adecuadamente las tareas futuras, se estima conveniente que cada una de estas dependencias implante un sistema de administración para la conservación de los puentes a su cargo.

Por otra parte, es importante señalar que existen numerosos puentes que se encuentran desprotegidos porque las entidades que los administran, quizás fundamentalmente por la carencia de recursos, no han realizado acciones sustantivas para su conservación y rehabilitación. Se trata de los puentes de las redes estatales de caminos alimentadores y de los puentes de los caminos rurales. Aunque estos puentes soportan en general volúmenes de tránsito mucho menores que los de la red troncal, muchos de ellos tienen una gran antigüedad y un deterioro severo como consecuencia de una escasa o nula conservación, por lo que constituyen un grave peligro para la seguridad pública. A estas obras desprotegidas deben sumarse muchos puentes dispersos por todo el país, contruidos por municipios de escasos recursos o por particulares,

que constituyen un peligro peor, ya que en muchos casos, a un deficiente estado de conservación, suman una condición original defectuosa por haber sido diseñados y construidos con graves carencias de tecnología.

Para todas estas obras es urgente implantar programas de conservación similares a los emprendidos por las entidades mayores mencionadas arriba y protegerlos con sistemas de administración de la conservación que podrían tener por alcance el territorio de cada una de las Entidades Federativas. Aunque es evidente que las pequeñas obras municipales y rurales, por su aislamiento y lejanía, quedan mejor vigiladas y conservadas por las autoridades locales, se estima conveniente que el sistema de administración quede a cargo de los Gobiernos de los Estados, para que proporcionen el necesario apoyo técnico y económico.



### **3. Sistema de administración de puentes**

En una publicación reciente del Banco Mundial (1) destinada a servir como guía para la implantación de sistemas de administración de puentes en países en desarrollo, se define a un sistema de este tipo como, "*un conjunto de elementos administrativos y organizacionales, normas y procedimientos implantados por una institución para organizar, realizar y supervisar todas las actividades relacionadas con los puentes a su cargo después de la puesta en servicio de éstos*".

Los objetivos generales del sistema son los siguientes:

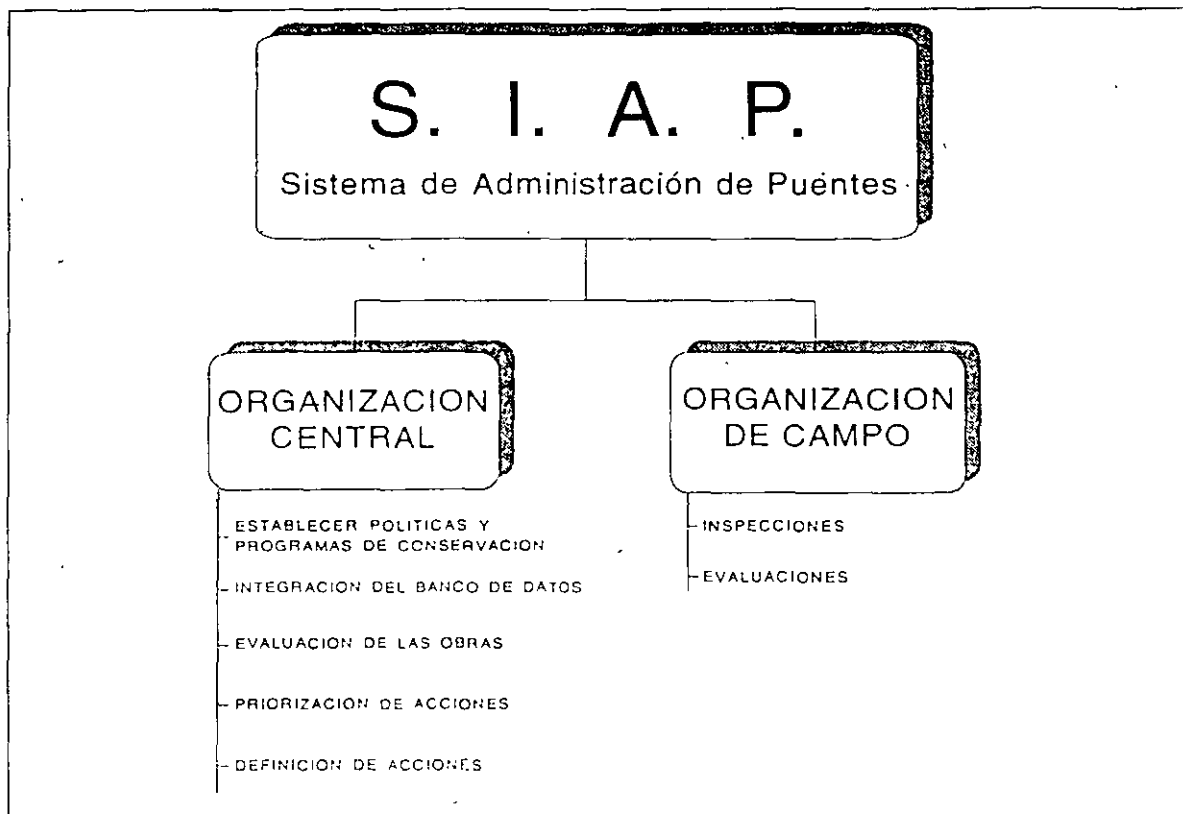
- Garantizar la seguridad de los usuarios.
- Proteger la inversión patrimonial.
- Predecir con suficiente anticipación el monto de los recursos necesarios para la conservación y rehabilitación de las obras.
- Garantizar la continuidad y la calidad del servicio.
- Optimizar la aplicación de los recursos disponibles.
- Generar una base de datos con el inventario y la información de las inspecciones de puentes.

Por lo que se refiere a los puentes carreteros de la red federal, la Secretaría de Comunicaciones y Transportes cuenta con todos los elementos administrativos y organizacionales que permiten la pronta implantación del sistema propuesto a través de la estructura existente en los Centros SCT y en las Dependencias Centrales, requiriéndose únicamente el fortalecimiento de algunos recursos específicos necesarios para la operación del sistema (figura 3.1). A continuación se describen algunas necesidades en cuanto a normas y procedimientos a establecer.

#### **3.1. Organización central**

Dentro del sistema propuesto se requiere que la toma de decisiones sobre las acciones de conservación de los puentes tenga lugar en una organización central que deberá además supervisar la ejecución de los trabajos. Estas tareas no pueden estar a cargo de la organización de campo, porque deben realizarse considerándose la operación global de la red y no únicamente las circunstancias particulares de cada caso. Para los puentes de la red federal de

carreteras esta organización será en primera instancia el centro SCT en cada estado y en segunda, las dependencias centrales.



**FIGURA 3.1.- Organización institucional propuesta por el SIAP.**

Las actividades centralizadas dentro del sistema propuesto son las siguientes:

- Establecer políticas y programas de conservación.
- Integración del banco de datos.
- Evaluación de las obras
- Definición de acciones.
- Priorización de acciones.

La organización central será la responsable de integrar un expediente para cada puente conteniendo los siguientes documentos:



- Estudios previos: topográficos, hidráulicos, geotécnicos, de ingeniería de tránsito, etc.
- Memorias de cálculo y planos estructurales.
- Datos de construcción: contratos, modificaciones al proyecto, control de calidad, etc.
- Reportes de accidentes.
- Datos sobre reparaciones o reforzamientos, incluyendo costos.

Los expedientes deben agruparse por tramo, carretera y por red, para conformar un archivo ordenado que permita la recuperación rápida de la información.

### **3.2. Organización de campo**

Dentro del sistema se requieren organismos que realicen directamente las tareas de campo. En el caso de la red federal de carreteras, los organismos responsables deben ser las Residencias de Construcción de Puentes, auxiliadas en lo conducente por las Unidades Generales de Proyectos, Servicios Técnicos y Concesiones. Las tareas a realizar por estas dependencias dentro del sistema son las siguientes:

- Inspecciones.
- Evaluaciones.

### **3.3. Inspecciones**

Mediante un programa de inspecciones sistemáticas se obtendrán los datos necesarios para la detección y evaluación de daños, así como para la toma de decisiones sobre mantenimiento, reparación, refuerzo o sustitución de los puentes.

En las inspecciones deberán considerarse únicamente los daños graves, tales como :

- Socavación,
- Grietas y asentamientos en la subestructura,
- Daños en dispositivos de apoyo,
- Grietas en la superestructura,
- Flechas, desplomes y hundimientos,
- Golpes,
- Daños en juntas de dilatación,
- Corrosión.

Dentro de este sistema se sugiere que se realicen dos tipos de inspecciones; una de evaluación y la otra detallada.

### **3.3.1. Inspección de evaluación**

Debe realizarse por personal especializado en puentes y adiestrado para la identificación y evaluación de daños. La brigada de inspección debe estar formada por lo menos por tres técnicos y uno de ellos debe ser ingeniero. El personal contará con un equipo mínimo y la inspección será fundamentalmente visual. La época más recomendable para realizar esta inspección es al término de la temporada de lluvias, cuando la disminución de los niveles de agua facilita el acceso bajo las obras y cuando están frescos los indicios de socavación, principal causa de colapsos.

Al término de la inspección de evaluación, el jefe de la brigada procederá a una calificación global de la obra. En virtud de la escasez de información y de la superficialidad de la inspección, no es posible adoptar un sistema cuantitativo sofisticado de calificación, por lo que en forma práctica se recomienda que la superestructura, subestructura, superficie de rodamiento y cimentación (socavación), se califiquen en alguno de los niveles mostrados en la tabla 3.1, se deberá asignar una calificación a cada concepto, es decir una sola calificación para la subestructura, otra para la superestructura, otra para la superficie de rodamiento y otra para la cimentación.

Para la ejecución de estas inspecciones se recomienda utilizar las siguientes publicaciones de apoyo:

- Catálogo de deterioros, el cual servirá para ayudar en la calificación del puente.
- Formatos para la inspección del puente, el cual estará de acuerdo con el sistema de cómputo y servirá para proporcionar fichas de captura.
- Guía para la Inspección y Conservación de Puentes. Esta es una publicación que tiene la SCT, que es traducción de una publicación de la AASHTO.

En el apéndice A se muestra el formato para este tipo de inspección.

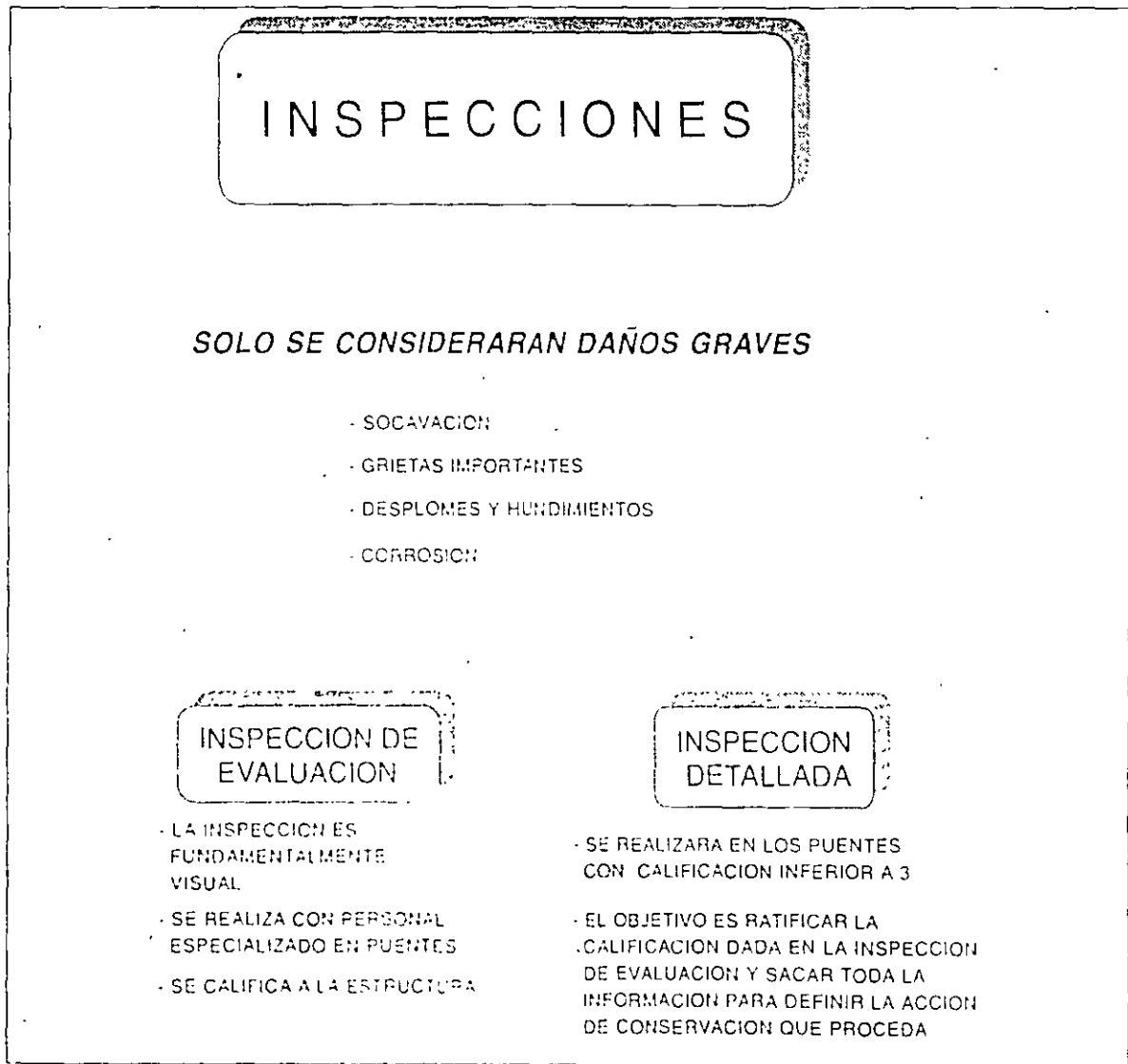
NIVEL	DESCRIPCION
5	CONDICION EXCELENTE
4	CONDICION BUENA
3	CONDICION ACEPTABLE
2	CONDICION REGULAR
1	CONDICION MALA O DEFECTUOSA
0	CONDICION DE FALLA

**TABLA 3.1.- Niveles para la calificación de puentes.**

### 3.3.2. Inspección detallada

Debe realizarse en aquellos puentes que hayan tenido una calificación inferior a 3 durante la inspección de evaluación. Esta segunda inspección la realizará personal especializado en puentes, procedente de oficinas centrales o regionales y tendrá por objetivo ratificar o rectificar la calificación preliminar. Para ello deberá contarse con equipos que permitan el acceso a todas las partes del puente y la medición cuantitativa de las respuestas de la estructura con precisión suficiente.

Entre las actividades a realizar se incluyen el levantamiento geométrico de la estructura, la determinación de la naturaleza y extensión de los daños y la realización de diversos estudios que permitan determinar la causa y mecanismo de propagación de los daños; para lo cual es necesario utilizar equipos desarrollados por la tecnología mundial para la observación de obras. Dada la extensión y complejidad de estos trabajos y el alto grado de responsabilidad profesional que implican, es recomendable que se realicen con el apoyo de empresas especializadas de consultoría, contratadas para este efecto. En la figura 3.2 se muestra un resumen de la metodología propuesta por el SIAP para llevar a cabo las inspecciones.



**FIGURA 3.2.- Organización institucional de las inspecciones.**

### 3.4. Inventario

El inventario debe incluir exclusivamente datos de carácter casi permanente, útiles para tomar decisiones básicas y no para decisiones de ingeniería. Deben separarse de la forma del inventario las cuestiones referentes a la detección y evaluación de daños.

Es recomendable que todos los puentes de la red sean identificados con un solo nombre y un solo número, colocado físicamente en el sitio con señales informativas en ambos extremos de la obra. El sistema de cómputo genera un número de inventario formado por la abreviatura del estado, el número de puente y las iniciales de la entidad responsable del puente.

En el capítulo 4 se hace una descripción detallada de los datos que forman el inventario y en el apéndice A se muestra el formato de campo correspondiente.

### 3.5. Evaluación

La evaluación del puente debe incluir dos aspectos; por un lado, evaluar sus características resistentes actuales y previsibles en un futuro próximo y, por otro, que señale cuales son sus características funcionales, destacando el tipo de trazo en que está inscrito el puente, su ancho de calzada, su gálibo y su sección hidráulica entre otros.

Estas propiedades de resistente y de funcionalidad, deben compararse con las características mínimas aceptables o deseables que debe tener un puente para que cumpla su función dentro de la red vial. Los valores mínimos deseables y aceptables se definen en el punto 3.6. de este trabajo.

Para obtener la capacidad resistente de un puente existen dos procedimientos: el primero, consistente en la elaboración de un análisis estructural utilizando un modelo lo más apegado a la geometría del puente. Un problema que se presenta en este procedimiento es la determinación de los parámetros de rigidez y resistencia para el nivel de deterioro que tenga el puente. El segundo procedimiento consiste en

obtener las características dinámicas (modos de vibración, amortiguamiento y frecuencias) reales a partir de la medición de vibraciones. Estas técnicas se están utilizando cada vez más, ya que constituyen un procedimiento más confiable de evaluación estructural y, además, los procedimientos y equipos necesarios son cada vez más sencillos.

En este sistema se deja abierta la posibilidad de que en el futuro la capacidad resistente se obtenga mediante medición de vibraciones; por ahora este aspecto sólo se manejará mediante una calificación de la condición estructural que se otorgue a las diferentes partes del puente.

En lo que se refiere a la evaluación de los aspectos funcionales, ésta se hará comparando los datos actuales de ancho y gálibos con los definidos como mínimos deseables o aceptables en los niveles de servicio. En las figuras 3.3 y 3.4 se presenta esquemáticamente la manera en que el SIAP lleva a cabo las evaluaciones de los puentes.

En la figura 3.3 se describen los dos aspectos ya mencionados para evaluar los puentes incluidos en el SIAP, éstos son: características resistentes y características funcionales. El SIAP considera en los aspectos de resistencia, la capacidad de carga y la socavación y, en los aspectos funcionales, el trazo, el ancho de calzada, los gálibos y la sección hidráulica.

En la figura 3.4, se muestra la comparación que realiza el SIAP, entre las características reales y las deseables, para obtener el nivel de deficiencia del puente, el cual junto con los aspectos financieros servirá para realizara trabajos de priorización de las acciones de conservación.

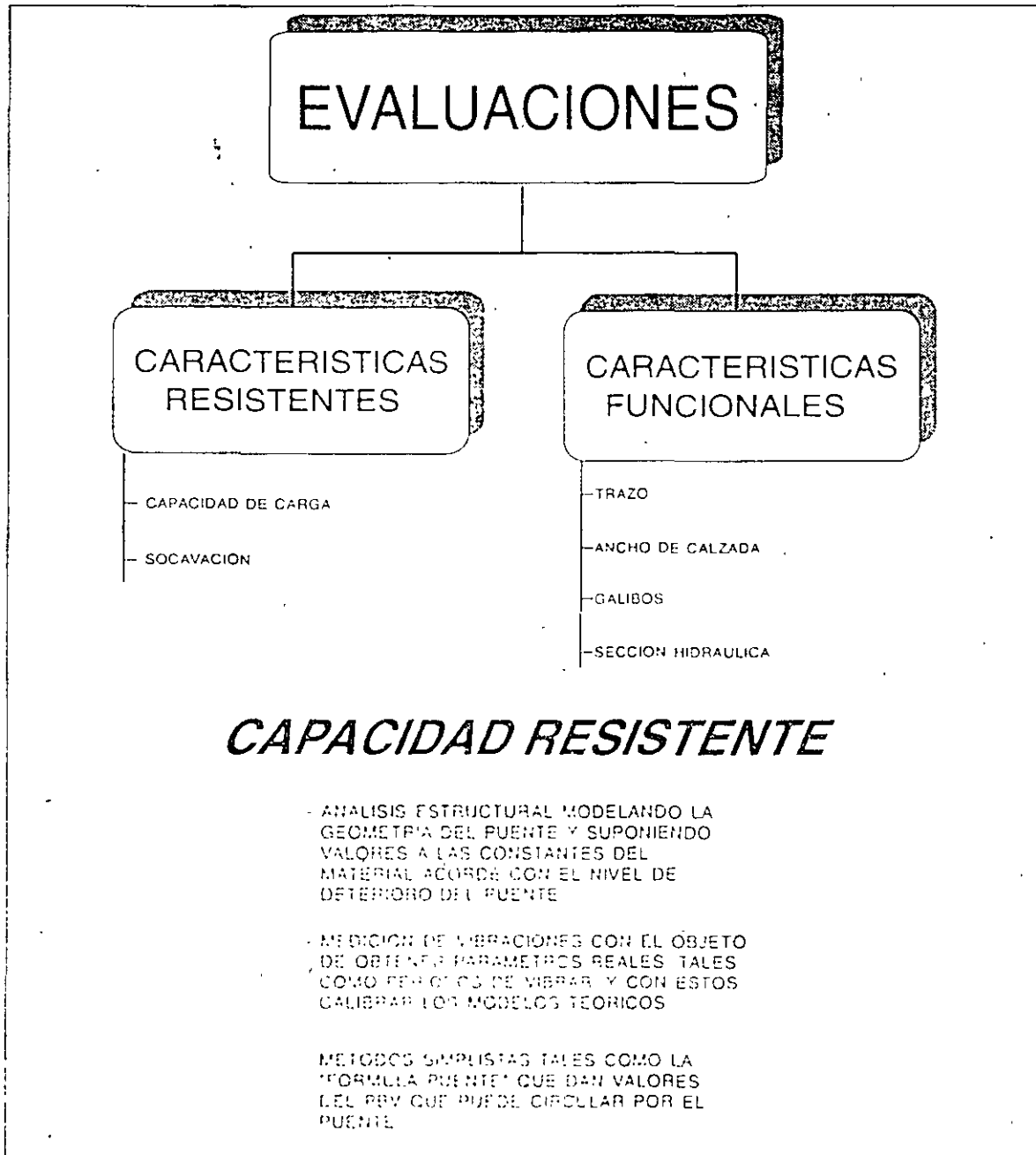


FIGURA 3.3.- Sistema de evaluación de los puentes propuesta en el SIAP.

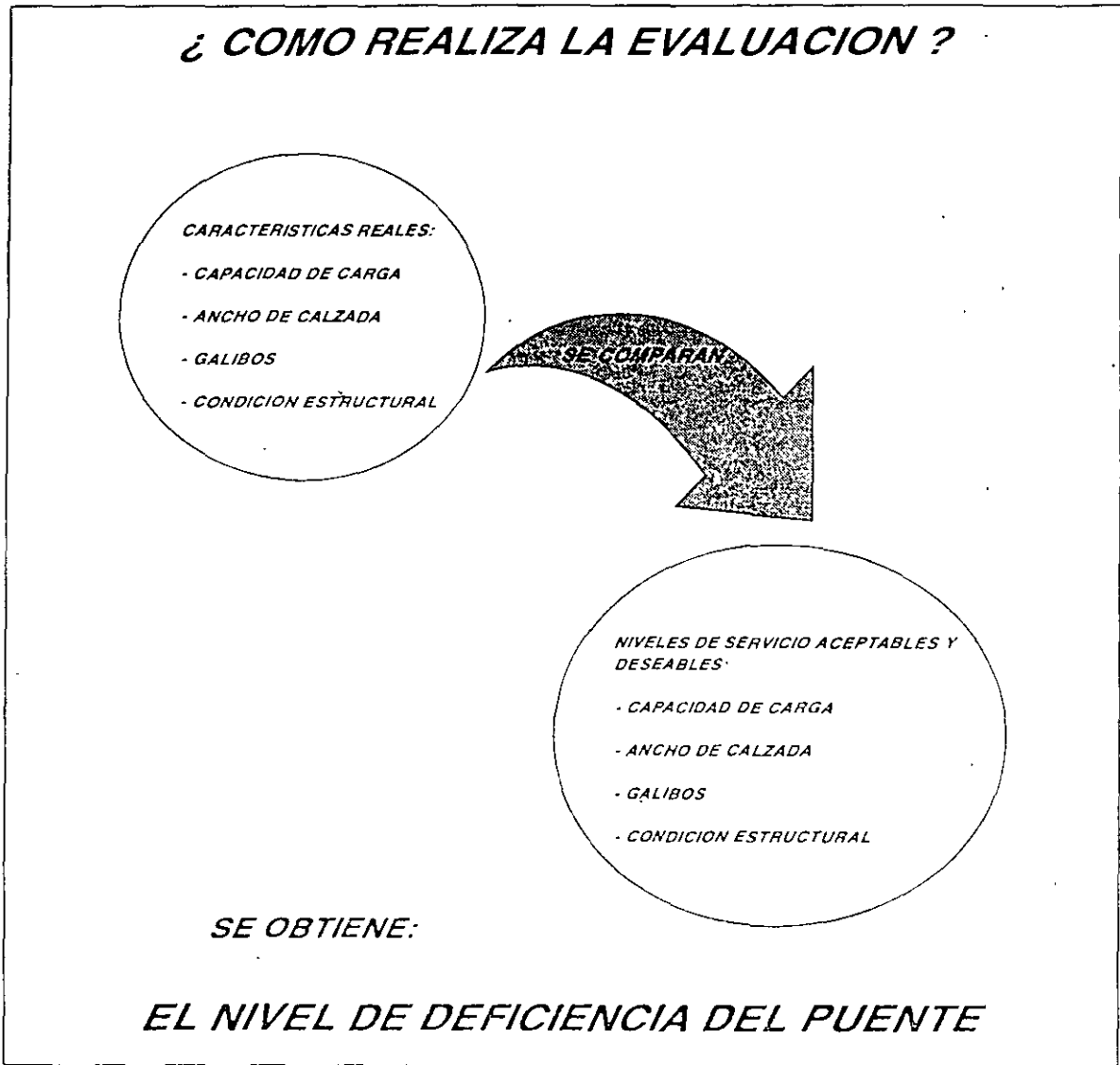


FIGURA 3.4.- Esquema general de evaluación de los puentes en el SIAP.

### 3.6. Niveles de Servicio

Como ya se mencionó, los niveles de servicio constituyen el marco de referencia para poder establecer si un puente tiene las características funcionales y de resistencia adecuadas para la operación del transporte dentro del sistema vial.



Los niveles de servicio son definidos para la capacidad de carga, el ancho del puente y los gálibos.

### 3.6.1 Nivel de servicio para la capacidad de carga

Por capacidad de carga se entiende como la máxima carga a la que el puente puede ser sometido sin afectarlo estructuralmente. En este sistema se utilizará el peso total del vehículo de diseño a menos que se calcule otro valor utilizando algún procedimiento más refinado.

Para definir los niveles de servicio para la capacidad de carga, es necesario establecer el peso de los vehículos que circulan por la red carretera. En el reglamento reciente sobre pesos y dimensiones, el peso bruto vehicular permitido se da en función del daño a pavimentos y a puentes, y con base en éstos y en los estudios sobre pesos y dimensiones que realiza este Instituto, se definieron los valores aceptable y deseable para el sistema. Los valores propuestos se muestran en la tabla 3.2.

La clasificación de las carreteras utilizada es la siguiente:

Carretera A.- Son aquellas que por sus características geométricas y estructurales permiten la operación de todos los vehículos autorizados por el reglamento de pesos y dimensiones de la SCT.

Carretera B.- Son aquellas que conforman la red primaria y que atendiendo a sus características geométricas y estructurales presta un servicio de comunicación interestatal; además de vincular el tránsito con la red de carreteras tipo A.

Carretera C.- Red secundaria; son carreteras que atendiendo a sus características geométricas y estructurales principalmente prestan servicio dentro del ámbito estatal con longitudes medias, estableciendo conexiones con la red primaria.

Carretera D.- Red alimentadora; son carreteras que atendiendo a sus características geométricas y estructurales

principalmente prestan servicio dentro del ámbito municipal con longitudes relativamente cortas, estableciendo conexiones con la red secundaria.

NIVEL DE SERVICIO PARA LA CAPACIDAD DE CARGA		
Clasificación de la carretera	Capacidad en toneladas	
	Aceptable	Deseable
A	69.52	77.51
B	69.52	77.51
C	46.03	46.03
D	41.54	41.54

**TABLA 3.2.- Nivel de servicio para la capacidad de carga de puentes.**

### 3.6.2 Nivel de servicio para el ancho del puente

En este sistema el ancho del puente corresponde al ancho libre para que los vehículos circulen sin obstáculos. Los niveles de servicio deseados para el ancho del puente se muestran en las tablas 3.3 y 3.4.

### 3.6.3 Nivel de servicio para el gálibo de puentes

El gálibo vertical de puentes corresponde a la altura libre para que los vehículos circulen. En un puente se pueden presentar dos tipos de gálibos que llamaremos gálibo superior y gálibo inferior. El gálibo superior corresponde a impedimentos para circular que estén por arriba del puente como pueden ser la cuerda superior en puentes a base de armaduras o bien algún tipo de señalamiento. El gálibo inferior y el gálibo inferior cuando el puente es cruzado por debajo por una ruta. El nivel de servicio para los gálibos superior e inferior en puentes se muestra en la tabla 3.5.

NIVEL DE SERVICIO PARA EL ANCHO DE PUENTES DE DOS CARRILES			
Clasificación funcional del camino	Rangos de Volumen TPDA	Ancho en metros	
		Aceptable	Deseable
A	TPDA ≤ 3,000	9.00	10.00
	3000 - 5000	10.00	11.00
	> 5000	12.00	13.50
B	TPDA ≤ 1500	9.00	10.00
	1500 - 3000	8.00	9.00
C y D	TPDA ≤ 50	4.00	5.00
	50 - 1500	4.00	5.00

TABLA 3.3.- Nivel de servicio para el ancho de puentes de dos carriles.

NIVEL DE SERVICIO PARA EL ANCHO DE PUENTES CON MAS DE DOS CARRILES					
Tipo de carretera	TPDA	Ancho en metros			
		Aceptable carril		Deseable carril	
		acot.		acot.	
A	TPDA ≤ 3000	4.50	0.50	4.50	1.50
	3000 - 5000	4.50	1.50	5.00	1.50
	TPDA > 5000	5.00	1.50	5.70	2.50

TABLA 3.4.- Nivel de servicio para el ancho de puentes de más de dos carriles.

NIVEL DE SERVICIO PARA EL GALIBO DE PUENTES		
Clasificación del camino	Gálibo en metros	
	Aceptable	Deseable
A	5.40	5.60
B	5.00	5.20
C y D	4.40	4.80

TABLA 3.5.- Nivel de servicio para el gálibo en puentes.

### 3.7. Criterios de Priorización

Un criterio de priorización es un procedimiento en el cual se toman en cuenta aspectos funcionales y estructurales para establecer prioridades de acción en la conservación de los puentes.

El criterio de priorización propuesto para este sistema, está basado en los trabajos desarrollados por la Federal Highway Administration y algunos departamentos de transporte en los Estados Unidos de Norteamérica, pero se adecúa a las necesidades de los puentes en México.

Para el sistema de priorización se establece una calificación a la que llamaremos el nivel de deficiencia del puente (ND), el cual se mide de 0 a 100, donde cien es para puentes en perfecto estado y cero para aquellos puentes que requieren acciones urgentes de conservación. Se califican cuatro aspectos: capacidad de carga (CC), ancho del puente (AP), gálibos (G) y la condición estructural del puente (CE). La calificación se obtiene con la siguiente fórmula:

$$ND = 100 - ( CC + AP + G + CE )$$

A continuación se presenta el procedimiento para calcular cada una de las variables de la fórmula anterior.

### 3.7.1. Deficiencia en la capacidad de carga (CC).

La fórmula para calcular el nivel de deficiencia correspondiente a la capacidad de carga, se define como:

$$CC = 40 \left[ 1 - \frac{1}{5} (NC - CR)(0.6K_1 + 0.4K_2) \right] \leq 40$$

$$K_1 = \frac{(TPDA)^{0.30}}{12}$$

$$K_2 = \left( \frac{LD}{20} \right) \left( \frac{TPDA}{5000} \right)$$

Donde:

- NC, es el nivel de servicio para la capacidad de carga definido en la tabla 3.2, en ton.
- CR; capacidad de carga del puente en ton. Si no se cuenta con un valor más preciso se podrá usar el correspondiente al peso total del vehículo utilizado en el proyecto.
- TPDA, tránsito promedio diario anual.
- LD, distancia que un vehículo tendría que recorrer en caso de falla del puente, en Km.

Esta fórmula presupone que el costo del transporte se incrementa linealmente con la deficiencia en la capacidad de carga del puente; además se introdujo un término no lineal que toma en cuenta el deterioro del puente por el paso de vehículos con exceso de carga. En la figura 3.5

se muestra una gráfica de CC para diferentes valores de deficiencia en capacidad de carga (NC - CR) considerando una longitud de desvío de 20 kms. En la gráfica se puede apreciar que entre mayor sea la deficiencia en capacidad de carga y mayor el tráfico será menor el valor de CC.

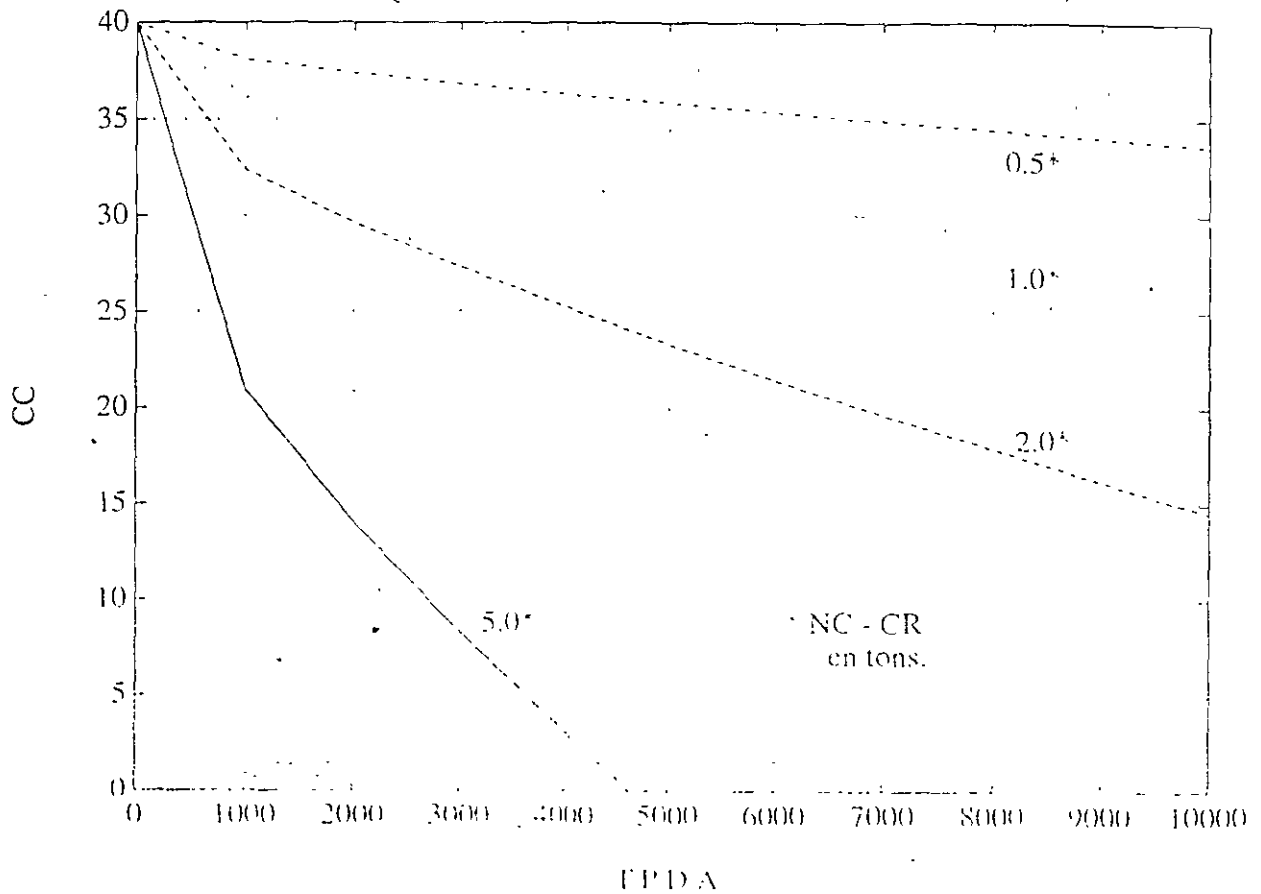


FIGURA 3.5.- Gráfica de CC contra TPDA para diferentes valores de NC-CR.

### 3.7.2 Deficiencia por el ancho del puente (AP)

La fórmula para el cálculo de la deficiencia por el ancho del puente es la siguiente:

$$AP = 10 \left( 1 - (AD - AR) \left( \frac{TPDA}{5000} \right) \right) \leq 10$$

Donde :

AD, ancho total deseado del puente, en metros.

AR, ancho real del puente, en metros.

TPDA, tránsito promedio diario anual.

La deficiencia por el ancho del puente está en función del TPDA. La función es lineal y en ella se considera que el número de accidentes y los costos se incrementan linealmente con el TPDA y la deficiencia en el ancho del puente. En la figura 3.6 se muestra una gráfica de esta ecuación para diferentes valores de  $(AD - AR)$  en la que se puede observar igual que en el caso anterior que entre mayor sea el nivel de deficiencia menor será el valor de AP y por lo tanto peor la calificación del puente.

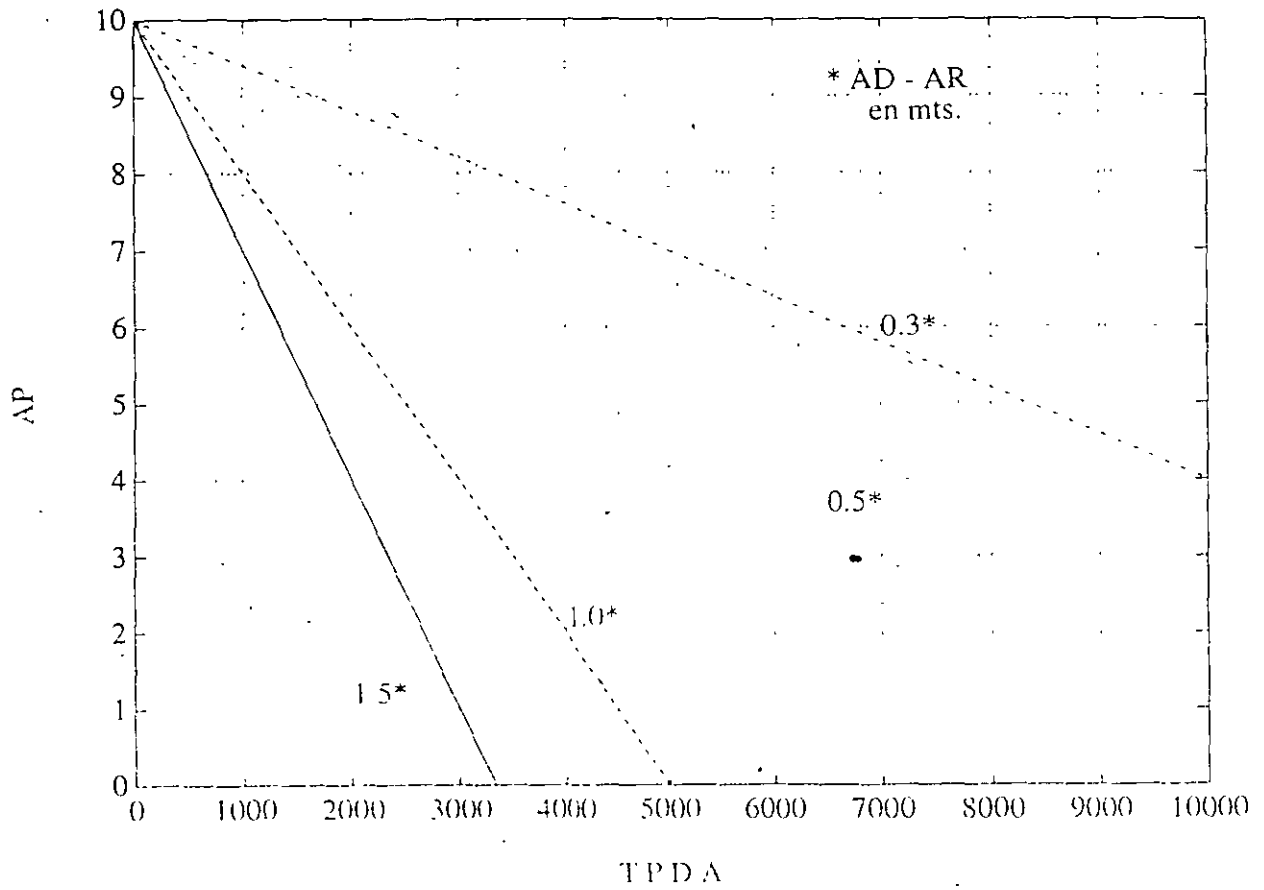


FIGURA 3.6.- Gráfica de AP contra TPDA para diferentes valores de AD-AR.



### 3.7.3 Deficiencia por gálibos (G)

La fórmula para el cálculo de la deficiencia por gálibo esta dada por:

$$G = (GI + GS) \leq 10$$

$$GI = 10 \left( 1 - \left( \frac{GID - GIR}{0.6} \right) \left( \frac{TDPA}{5000} \right) \right)$$

$$GS = 10 \left( 1 - \left( \frac{GSD - GSR}{0.6} \right) \left( \frac{TDPA}{5000} \right) \right)$$

Donde :

- GID, gálibo inferior deseado, en metros.
- GIR, gálibo inferior existente, en metros.
- GSD, gálibo superior deseado, en metros.
- GSR, gálibo superior existente, en metros.
- GI, deficiencia en el gálibo inferior.
- GS, deficiencia en el gálibo superior.
- TPDA, tránsito promedio diario anual.

La fórmula para GI está graficada en la figura 3.7 para distintos valores de (GIR - GID) y como se puede ver, es lineal, asumiendo que los costos de los usuarios asociados con los gálibos se incrementan linealmente con el TPDA.

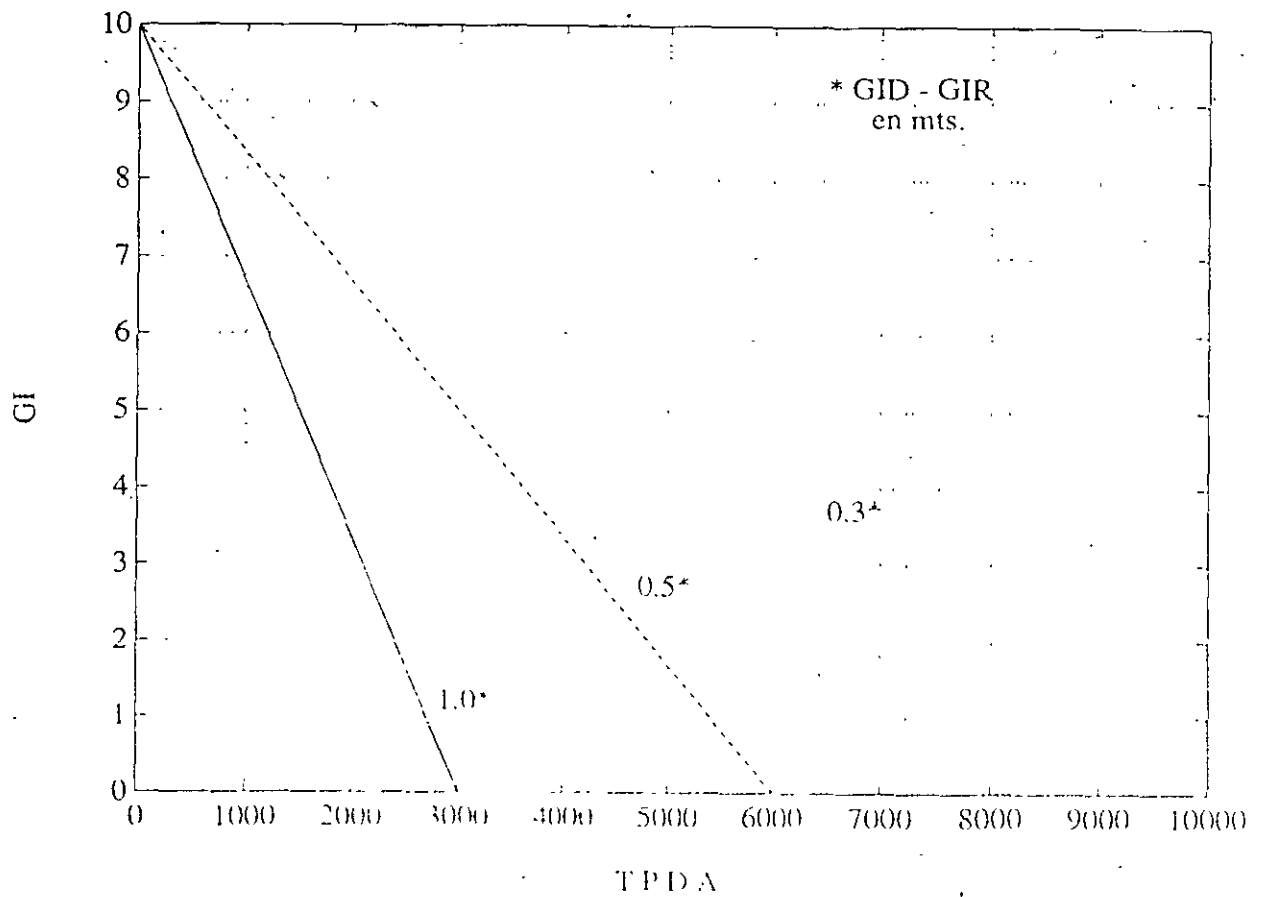


FIGURA 3.7.- Gráfica de GI contra TPDA para diferentes valores de GID-GIR.

### 3.7.4 Deficiencia en la condición estructural (Ce).

Para calcular la deficiencia en la condición estructural, se utilizan las siguientes fórmulas:

$$CE = 0 \quad \text{para} \quad ICE \leq 1$$

$$CE = \frac{40}{3} (ICE - 1) \quad \text{para} \quad 1 < ICE < 4$$

$$CE = 40 \quad \text{para} \quad ICE > 4$$

$$ICE = \frac{2 ( ICSUB ) + ( ICSUP ) + ICR + 3 ( SOC )}{8}$$

Donde:

- ICE, Índice de la condición de la estructura.
- ICSUB, Índice de la condición estructural de la subestructura, tal como se define en la tabla 3.1.
- ICSUP, Índice de la condición estructural de la superestructura, tal como se define en la tabla 3.1.
- ICR, Índice de la condición de la superficie de rodamiento, tal como se define en la tabla 3.1.
- SOC, Índice de la condición de la socavación.

En la figura 3.8 se presenta la gráfica de CE contra IC.

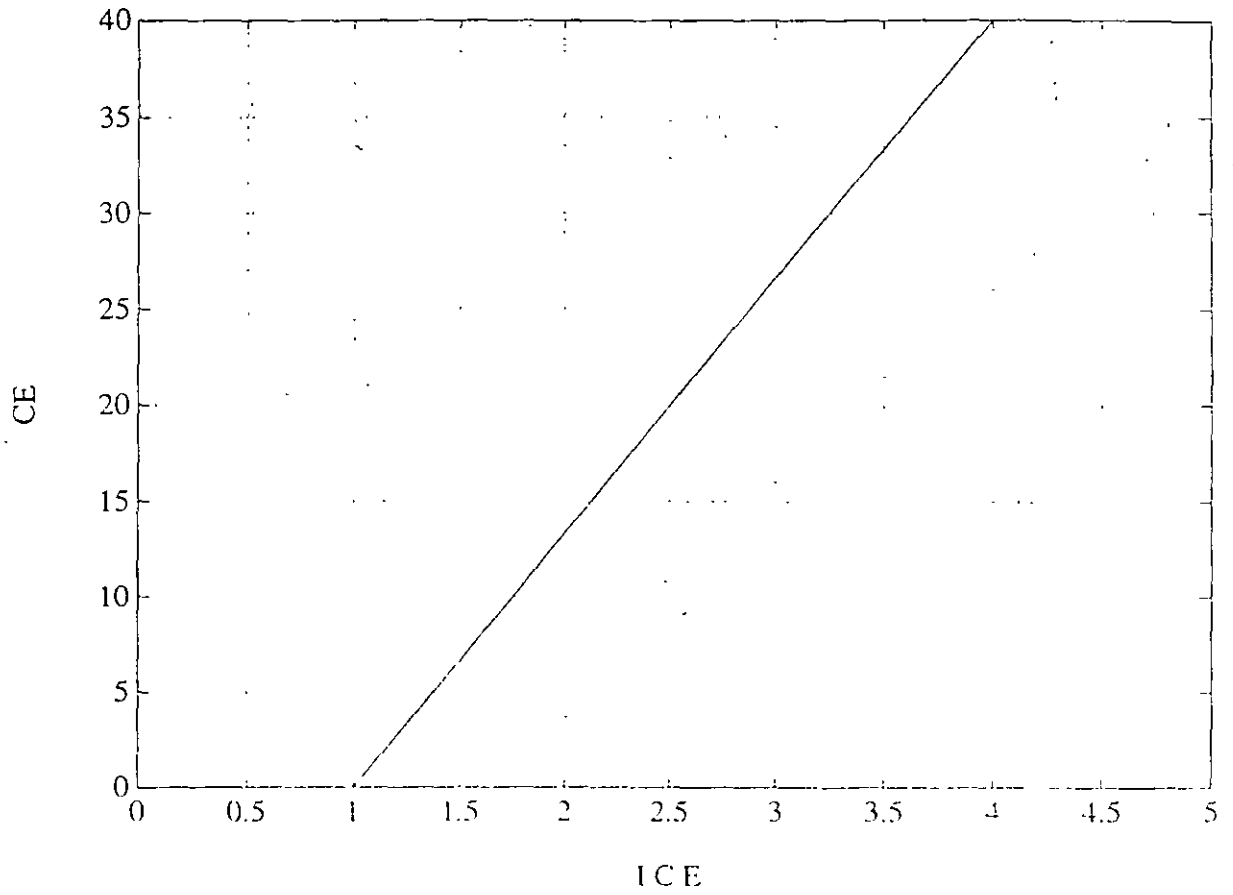


FIGURA 3.8.- Gráfica de CE contra ICE.

### 3.8. Índices de priorización

Los índices para realizar la priorización son los mostrados en la tabla 3.6. Con el primer índice se maneja un ordenamiento de los puentes en función del costo normalizado al tráfico promedio diario anual con la idea de comparar costos de conservación incluyendo los volúmenes de tráfico. El resto de los índices son reportes ordenados en función de la calificación obtenida por cada puente en la variable indicada.

INDICE	VARIABLES	ORDEN DEL REPORTE
1	COSTO TPDA	menor a mayor
2	ND	menor a mayor
3	CC	menor a mayor
4	AP	menor a mayor
5	G	menor a mayor
6	CE	menor a mayor

ND = Nivel de deficiencia

AP = Deficiencia en ancho del puente

CC = Deficiencia en capacidad de carga

G = Deficiencia en gálibos

CE = Condición estructural

TABLA 3.6.- Índices de Priorización.

### 3.9. Definición de acciones

Como resultado del análisis de los datos de la inspección de evaluación, el sistema asignará a cada puente alguna o algunas de las siguientes acciones:

- Inspección de evaluación a corto plazo (máximo 12 meses).
- Inspección de evaluación a mediano plazo (máximo 2 años).
- Inspección de evaluación a largo plazo (máximo 3 años).
- Inspección detallada.
- Acciones de mantenimiento menor.
- Acciones de mantenimiento mayor.
- Acciones de reparación en dos niveles: mayor y menor.
- Acciones de modernización bajo dos aspectos: ampliación y aumento de su capacidad de carga.
- Acciones de sustitución.
- Acciones normativas como: limitación de peso, reducción de la velocidad, colocación de señales de seguridad, colocación de señales que indiquen gálibos, cierre del puente.

Algunas de las acciones anteriores se definen como:

**Mantenimiento menor.**- Se refiere a las acciones que corrigen anomalías que no han causado todavía daños, pero que si persisten pueden llegar a causarlo. El deshierbo y la limpieza son acciones típicas de mantenimiento menor.

**Mantenimiento mayor.**- Se refiere a acciones que corrigen daños que todavía no tienen carácter estructural, pero que si se dejan progresar pueden llegar a causarlo. La renovación de la pintura de estructuras metálicas realizada cuando ya se ha caído parcialmente, pero antes de que la corrosión merme la resistencia de los elementos expuestos, es un ejemplo de trabajo de mantenimiento mayor.

**Reparación.**- Acciones que corrigen daños estructurales, pero que se limitan a recuperar la capacidad original. Como ejemplos pueden

presentarse la inyección de grietas con resinas epóxicas en estructuras de concreto dañadas y la reposición de áreas perdidas por corrosión mediante el añadido de cubreplacas soldadas en perfiles metálicos.

**Modernización.-** Abarca las acciones que modifican la estructura de un puente con el objeto de incrementar su capacidad original. Estas acciones pueden realizarse sobre una estructura con o sin daños. Las acciones se designan de reforzamiento si se aumenta la capacidad estructural. Esto puede lograrse con algunos métodos como el colado de sobreespesores en los elementos de concreto, mediante la introducción de preesfuerzo exterior o por el añadido de placas soldadas.

Ha sido frecuente el incremento de la capacidad vial mediante el ensanchamiento de la calzada, para lo cual se ha recurrido a sistemas estructurales diversos. También se han adaptado puentes antiguos a las necesidades del tránsito moderno, corrigiendo su alineamiento horizontal o vertical con la aplicación de gatos hidráulicos; con estos mismos aparatos se ha elevado la rasante de algunos puentes para incrementar su capacidad hidráulica.

**Substitución.-** Cuando se juzga que el estado de deterioro de una estructura es tan avanzado que resulta económicamente poco factible repararla o modernizarla, es necesario sustituirla. La substitución puede ser parcial o total. Muy a menudo ha resultado conveniente dismantelar o demoler una superestructura obsoleta y aprovechar la subestructura existente para el apoyo de una superestructura nueva de características adecuadas a los requerimientos actuales del tránsito.

En el caso de substitución total se plantea el problema de qué hacer con la obra desechada.

Se tienen tres opciones:

- Abandono.
- Demolición.
- Cambio de uso.

La primera es la que con mayor frecuencia se sigue, por comodidad, pero no siempre es la indicada. Si la obra desechada es una ruina que amenaza la seguridad pública o la estabilidad de otras construcciones, debe demolerse y sus escombros retirarse del sitio. Si por otra parte, el

puente substituido es de valor histórico o artístico debe considerársele parte del patrimonio de la nación y se le debe conservar. Para facilitar esta tarea, ha resultado conveniente un cambio de uso de la obra antigua, por ejemplo, la conversión de puente vehicular a puente peatonal.

La definición del tipo de acción y del nivel de atención que debe darse resulta obvia en algunos casos, pero en otros se plantean varias alternativas viables por lo que es necesario apoyarse en criterios económicos o de otro tipo para su selección.

### **3.10. Análisis económico**

El análisis económico para este sistema se refiere exclusivamente al cálculo del costo de cada acción de conservación para de esta manera tener una idea del presupuesto anual necesario. El análisis de tipo económico-financiero no se considera necesario, ya que la planeación bajo este aspecto debe ser hecha desde la perspectiva de la carretera completa, en otras palabras, si la carretera México-Laredo se considera prioritaria, todos los puentes sobre esta vía tendrán que tener un nivel de servicio adecuado.

En la tabla 3.7 se muestran, de manera muy general, los conceptos que se toman en cuenta para establecer los costos de cada una de las acciones de conservación.

Los precios unitarios que se utilizan para el cálculo de los costos de las acciones de conservación para cada puente podrán ser actualizados en función de las siguientes variables

- Precio del cemento.
- Precio del acero
- Salario mínimo en el DF.
- Precio de la gasolina.
- Distancia a un centro importante de abasto.
- Paridad con el dólar.



PARTE DEL PUENTE	TIPO	ACCIONES DE CONSERVACION
Superficie de rodamiento	Concreto hidráulico Mezcla asfáltica	Reparación menor Reparación mayor Reconstrucción
Superestructura	Losas de concreto Losa nervada Sistema a base de trabes y losa Vigas presforzadas Sistema de piso ortotrópico Sección cajón	Mantenimiento menor Mantenimiento mayor Reparación menor Reparación mayor Reconstrucción total Ampliación Reforzamiento
Subestructura	Pilas de mampostería Pilas de concreto Pilas de acero	Mantenimiento menor Mantenimiento mayor Reparación menor Reparación mayor Reconstrucción total Ampliación Reforzamiento
Estribos	Mampostería Concreto Tabique	Mantenimiento menor Mantenimiento mayor Reparación menor Reparación mayor Reconstrucción total Ampliación Reforzamiento
Cimentación	Zapatas Pilotes Cilindros	Ampliación de zapatas Repiloteo Reconstrucción total

TABLA 3.7.- Conceptos para análisis de precios unitarios



## **4. Sistema de Cómputo**

El SIAP (Sistema de Administración de Puentes) es un sistema de cómputo desarrollado en ambiente de computadora personal; el cual se desarrollo modularmente, lo cual permite incorporarle mejoras futuras como por ejemplo, un módulo para el manejo en un ambiente de sistemas de información geografico (SIG). Los objetivos del sistema son:

- Generar un inventario de puentes.
- Almacenar los datos de las inspecciones.
- Dar una estimación de los recursos necesarios para la conservación de los puentes.
- Priorizar las acciones de mantenimiento en puentes.

El sistema cuenta con una interfase para ligarse con el Sistema Mexicano para la Administración de Pavimentos (SIMAP) lo que permite traer o llevar información de un sistema a otro. El funcionamiento del SIAP se muestra en la figura 4.1.

### **4.1. Base de datos del SIAP**

En un sistema de administración de puentes una parte importante es su base de datos, que debe contener información adecuada y breve que permita identificar un puente desde la localización geográfica, hasta el tipo de material del que esta construido , su carga de diseño, su forma estructural, tipo de cimentación, etc., así como todos los datos que tengan que ver con la operación del transporte, como pueden ser su geometría, gálibos, etc. También debe contener la información proveniente de las inspecciones de campo y, además, el sistema debe diseñarse para que los datos sean registrados en forma cronológica.

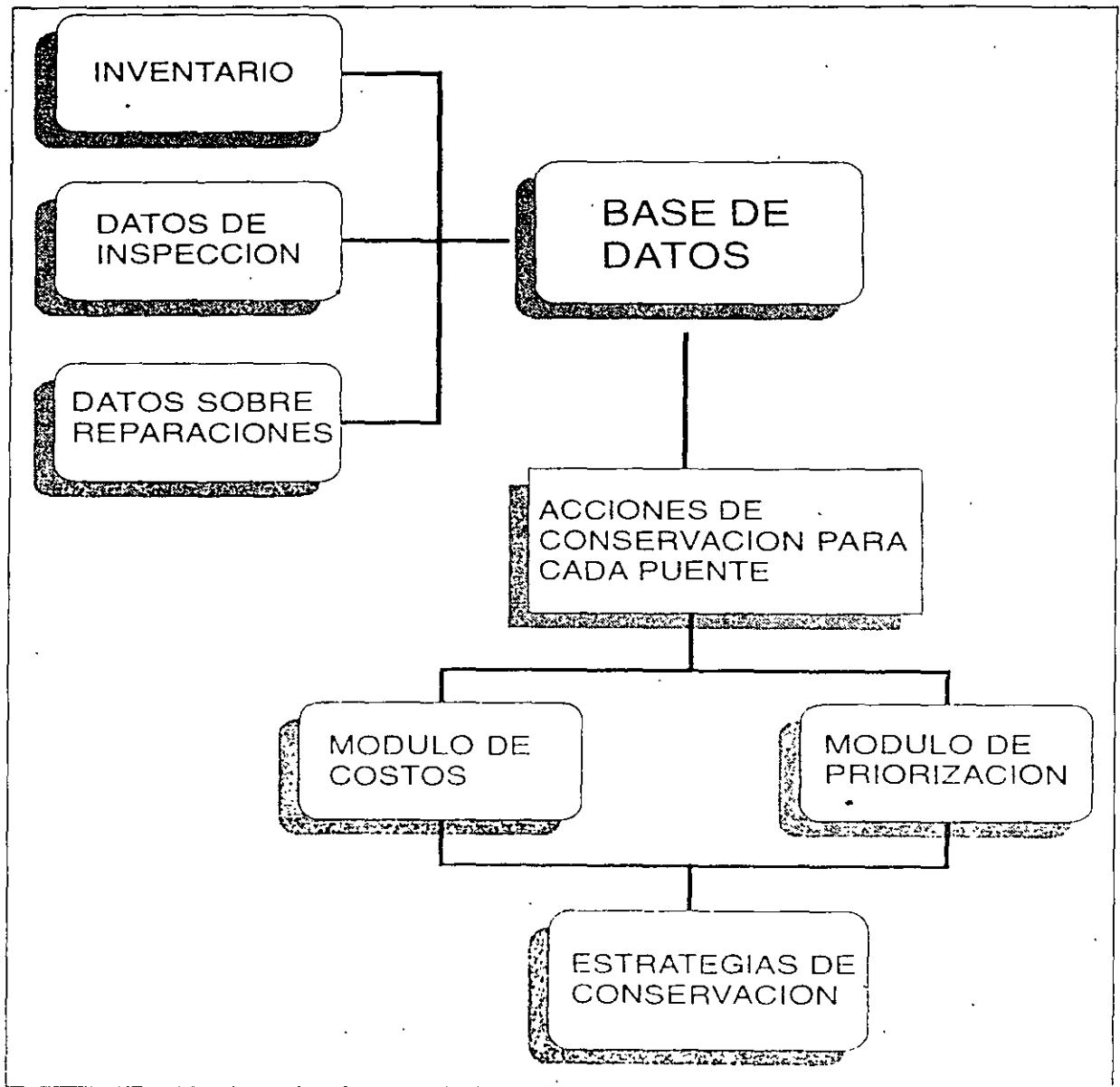


FIGURA 4.1.- Esquema general del SIAP.

La base de datos del sistema está organizada de la siguiente manera:

#### INVENTARIO

- A) Datos generales.
- B) Datos geométricos.
- C) Datos sobre la estructura.
- D) Datos de operación.

## INSPECCIONES DE CAMPO

- G) Datos de la inspección de evaluación.
- H) Datos sobre la condición.
- I) Datos de pruebas especiales.

### 4.2 Datos Generales

Los datos generales corresponden a la ubicación de la estructura que incluyen los códigos referentes al estado federativo; la localidad; el número del puente; el año de construcción y reconstrucción, si es que se ha dado; quién lo construyó, etc. En otras palabras, son datos que describen, de manera general, ciertas características permanentes de la estructura.

A continuación se definen cada uno de los elementos que conforman los diversos datos.

1.- CODIGO ESTATAL (5 Dígitos)

Se registra el código estatal, el cual formará parte del número de inventario que genera el sistema. Este campo estará formado por cinco dígitos que corresponden a la abreviatura del estado, como se muestra a continuación:

NOMBRE DEL ESTADO	CODIGO
AGUASCALIENTES	00AGS
BAJA CALIFORNIA	000BC
BAJA CALIFORNIA SUR	00BCS
CAMPECHE	0CAMP
COAHUILA	0COAH
COLIMA	00COL
CHIAPAS	0CHIS
CHIHUAHUA	0CHIH
DISTRITO FEDERAL	000DF
DURANGO	00DGO
GUANAJUATO	00GTO

GUERRERO	00GRO
HIDALGO	00HGO
JALISCO	00JAL
MEXICO	00MEX
MICHOACAN	0MICH
MORELOS	00MOR
NAYARIT	00NAY
NUEVO LEON	000NL
OAXACA	00OAX
PUEBLA	00PUE
QUERETARO	00QRO
QUINTANA ROO	000QR
SAN LUIS POTOSI	00SLP
SINALOA	00SIN
SONORA	00SON
TABASCO	00TAB
TAMAULIPAS	TAMPS
TLAXCALA	0TLAX
VERACRUZ	00VER
YUCATAN	00YUC
ZACATECAS	00ZAC

2.- NOMBRE DE LA LOCALIDAD (80 Dígitos)

En este apartado se registrará el nombre de la localidad o nombre que se le da al sitio específico en donde se encuentra ubicada la estructura. Este código se formará por las letras de dicho nombre y en caso de que éste abarque más de 80 dígitos se colocará sólo su abreviatura.

3.- LOCALIZACION DE LA CARRETERA

En esta parte se registran los datos de la carretera que pasa sobre el puente, el origen y el destino de la carretera, el origen y el destino del tramo y el número de carretera. Estos campos permiten ligar al Sistema Mexicano para la Administración de Pavimentos (SIMAP) con este sistema.

3a.- ORIGEN DE LA CARRETERA (40 Dígitos)

En este campo se registra el nombre de la localidad que da origen a la carretera.

3b.- DESTINO DE LA CARRETERA (40 Dígitos)

Se registra el nombre de la localidad del destino de la carretera.

3c.- ORIGEN DEL TRAMO (40 Dígitos)

Se anota el nombre de la localidad que da origen al tramo correspondiente.

3d.- DESTINO DEL TRAMO (40 Dígitos)

En este campo se anota el nombre de la localidad del destino correspondiente a este tramo.

3e.- NUMERO DE LA CARRETERA (5 Dígitos)

En este campo se anota el número de la carretera de acuerdo a la numeración usada por la SCT.

3f.- TIPO DE RUTA (1 Dígito)

Este dígito debe corresponder a uno de los siguientes términos:

- 1.- Carretera Federal
- 2 - Autopista
- 3.- Carretera Estatal
- 4.- Camino Rural
- 5.- Calle Urbana
- 6.- Ferrocarril
- 7.- Otra

3g.- NIVEL DE SERVICIO (1 Dígito)

En este campo se identifica el nivel de servicio para el camino o ruta, utilizando uno de los siguientes códigos:

- 1.- Troncal
- 2.- Alimentador
- 3.- Rural
- 4.- Ninguno de los de arriba

4.- NUMERO DEL PUENTE (7 Dígitos)

El número de los puentes existentes en México se forma con cinco dígitos de acuerdo a la numeración existente, o bien, si no existe, se hará de acuerdo a algún criterio que convenga a la SCT. Este número debe ser único en cada puente y formará parte del número de inventario que dará el sistema.

5.- NOMBRE DEL PUENTE (80 Dígitos)

En este apartado se indicará el nombre del puente, por lo que dicho código, estará establecido por las letras que conforman al nombre. Será conveniente manejar exclusivamente sólo un nombre para cada puente.

6.- AÑO DE CONSTRUCCION (5 Dígitos)

En la formación de este código se utilizarán cinco dígitos para registrar el año de construcción; en caso de que no se tenga disponible el dato se puede anotar uno que se aproxime al año en que se terminó la construcción.



7.- NOMBRE DEL CONSTRUCTOR (80 Dígitos)

Es importante tener el nombre de la compañía o dependencia que realizó la construcción del puente ya que el constructor puede proporcionar mayor información si se requiere. Se registrará el nombre del constructor principal.

8.- HISTORIAL DE REPARACIONES

En esta parte se anota el año, el nombre de la compañía constructora y el tipo de reparación realizada. Se registrarán las últimas cinco reparaciones realizadas.

8a.- AÑO (4 Dígitos)

En este campo se registra el año de terminación de la reparación.

8b.- CONSTRUCTORA (80 Dígitos)

Se anota el nombre de la compañía constructora o dependencia que haya realizado la reparación.

8c.- TIPO DE REPARACION (1 Dígito)

Se anota el tipo de reparación realizada de acuerdo a lo siguiente:

- 1.- Mantenimiento menor
- 2.- Mantenimiento mayor
- 3.- Reparación menor
- 4.- Reparación mayor
- 5.- Reconstrucción
- 6.- Ampliación
- 7.- Reforzamiento

9.- COORDENADAS GEOGRAFICAS.

Estas deben ubicarse al centro de la estructura.

9a.- LATITUD (6 Dígitos)

Se anotará compuesta de grados, minutos y décimas de minutos.

9b.- LONGITUD (6 Dígitos)

Se registrará en grados, minutos y décimas de minutos.

10.- KILOMETRAJE AL CENTRO DEL PUENTE (10 Dígitos)

Este será ubicado de acuerdo al sentido del cadenamiento y al centro del puente. El campo estará formado por, el número de kilómetros más el número de metros.

11.- ORIGEN DEL CADENAMIENTO (80 Dígitos)

Se registra el nombre de la localidad que da origen al cadenamiento.

12.- SIGNIFICADO HISTORICO (1 Dígito)

En este campo se especificará si el puente tiene o no un significado histórico. El significado histórico de un puente puede ser un ejemplo particular o único de la historia de la ingeniería; el cruce mismo puede ser significativo; el puente puede estar asociado con la historia del área.

### 13.- DATOS DE LAS RUTAS BAJO EL PUENTE

Ruta bajo el puente se refiere a la carretera o cualquier otra vía que pasa por debajo del puente. Se definirán máximo tres rutas, si existen más, se elegirán las más importantes.

13a.- TIPO DE RUTA (1 Dígito)

Este dígito corresponderá a uno de los siguientes términos:

- 1.- Carretera Federal
- 2.- Autopista
- 3.- Carretera Estatal
- 4.- Camino Rural
- 5.- Calle Urbana
- 6.- Ferrocarril
- 7.- Otra

13b.- NIVEL DE SERVICIO (1 Dígito)

En la tercera posición, se identifica el nivel de servicio para el camino o ruta, utilizando uno de los siguientes códigos:

- 1.- Troncal
- 2.- Alimentador
- 3.- Rural
- 4.- Ninguno de los de arriba

### 4.3. Datos geométricos

En esta parte se registran los datos del diseño geométrico de la estructura. Los elementos a identificar serán los siguientes:

## 14.- ACCESOS

En este campo se dará la información concerniente a los anchos en metros de los accesos al puente.

### 14a.- DIMENSIONES DE LA SECCION A LA ENTRADA DEL PUENTE

- 14a1.- Ancho de corona en metros (5 Dígitos)
- 14a2.- Ancho de carpeta en metros (5 Dígitos)
- 14a3.- Ancho del camellón en metros (5 Dígitos)

### 14b.- DIMENSIONES DE LA SECCION A LA SALIDA DEL PUENTE

- 14b1.- Ancho de corona en metros (5 Dígitos)
- 14b2.- Ancho de carpeta en metros (5 Dígitos)
- 14b3.- Ancho del camellón en metros (5 Dígitos)

## 15.- LONGITUD DEL PUENTE (5 Dígitos)

Esta medida se define como la longitud en metros de la superficie de rodamiento soportada por la estructura del puente. (Ver figura 4.2).

## 16.- LONGITUD DEL MAXIMO CLARO (5 Dígitos)

En este campo se registra, en metros, la longitud del claro mayor. Esta distancia es a ejes de columnas o pilas

## 17.- ANCHO TOTAL DE LA SUPERESTRUCTURA (8 Dígitos)

En este campo se registra, en metros, el ancho total de la superestructura. (Ver figura 4.3).

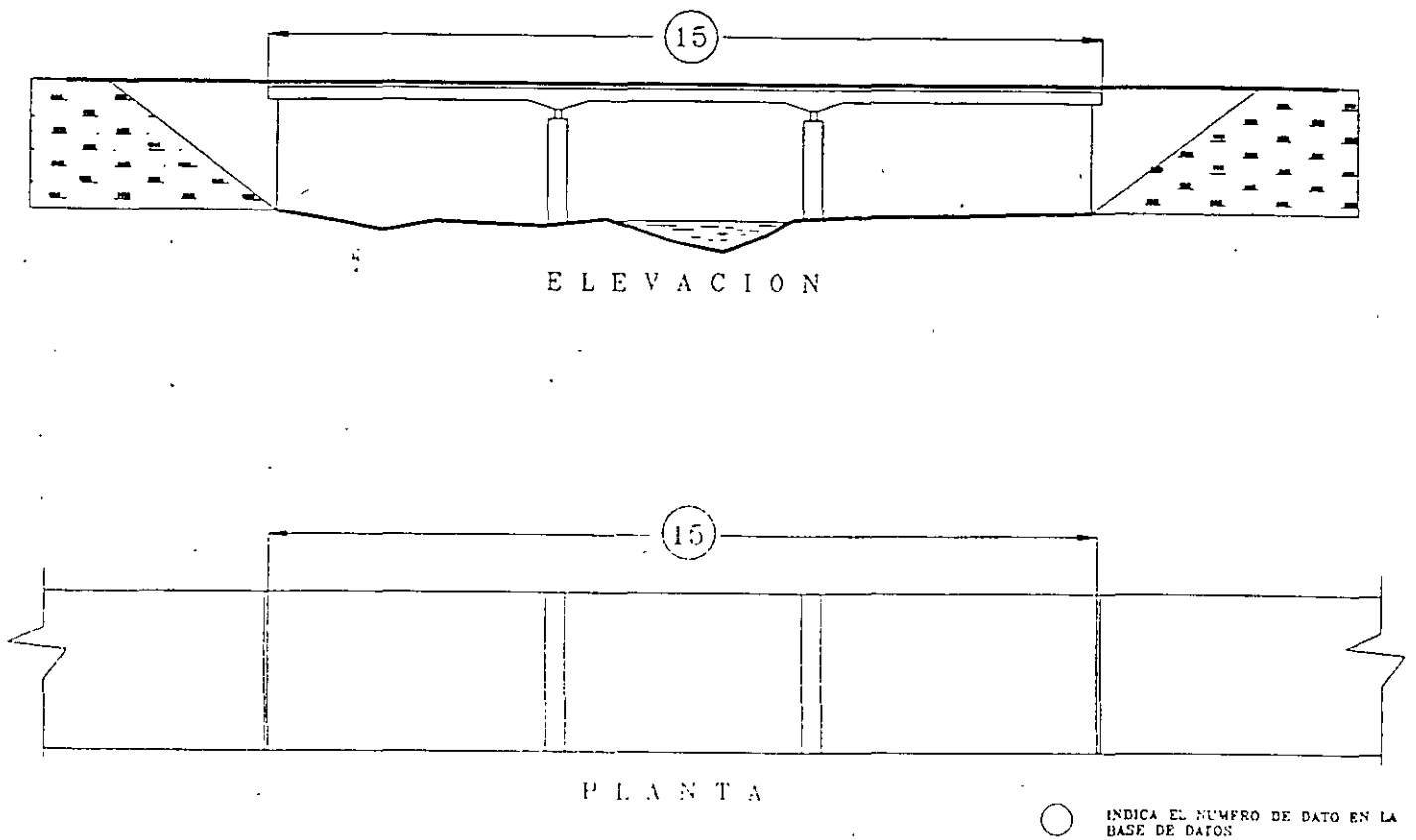


FIGURA 4.2.- Longitud del puente.

18.- ANCHO DE LA SUPERFICIE DE RODAMIENTO (4 Dígitos)

En esta parte se registra, en metros, el ancho de la superficie de rodamiento del puente. (Ver figura 4.3).

19.- ANGULO DE ESVAIAJE (2 Dígitos)

El ángulo de esviaje se define de acuerdo con la figura 4.4. Para puentes que no sean esviados se deberá registrar un ángulo de  $0^\circ$ . Cuando la estructura está en una curva, o si el ángulo de esviaje varía por la misma razón, puede ser registrado el promedio de los ángulos. El código queda representado con dos dígitos. (Ver figura 4.4).

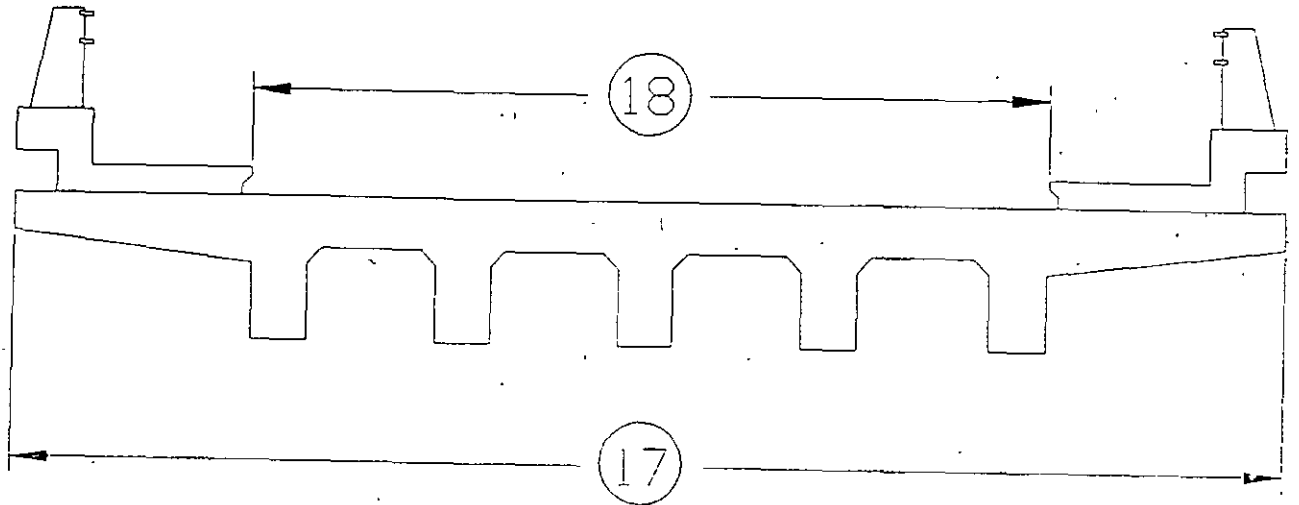


FIGURA 4.3.- Anchos de la superestructura.

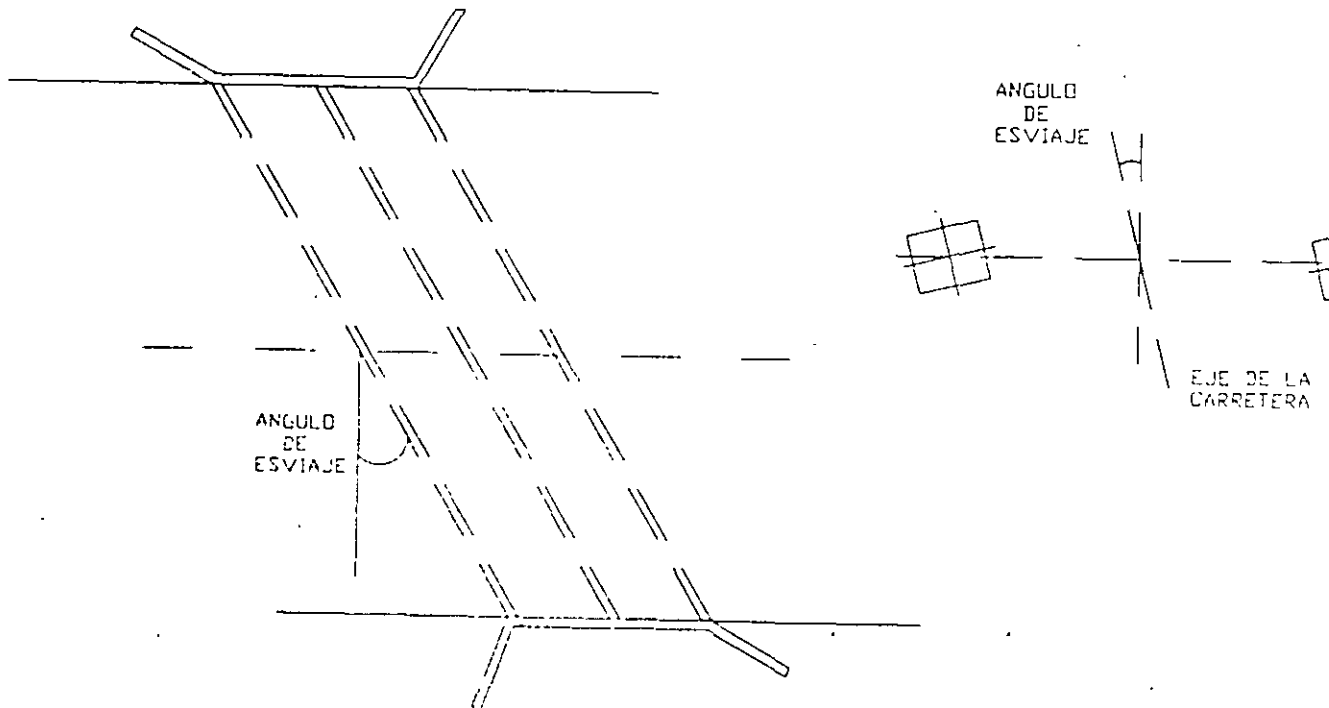


FIGURA 4.4.- Definición del ángulo de esviaje.

---

## 20.- TRAZO GEOMETRICO

En este campo se registra si el puente está en curva horizontal o vertical.

### 20a.- ALINEAMIENTO VERTICAL (1 Dígito)

- 1.- Tangente
- 2.- Curva en cresta
- 3.- Curva en columpio

### 20b.- ALINEAMIENTO HORIZONTAL (1 Dígito)

- 1.- Tangente
- 2.- Curva

### 21.- GALIBO VERTICAL SOBRE EL PUENTE (4 Dígitos)

La información que se registra en este apartado es el gálibo mínimo vertical que existe sobre el puente. Este gálibo se puede deber al contraventeo superior en el caso de puentes de acero superiores, o bien a cualquier impedimento que exista. Cuatro dígitos representan la medida expresada en metros.

### 22.- GALIBO VERTICAL BAJO EL PUENTE (4 Dígitos)

En este campo se anotará el galibo inferior del puente, en metros. (Ver figura 4.5).

### 23.- GALIBO HORIZONTAL BAJO EL PUENTE (4 Dígitos)

En este campo se registrará la medida del gálibo horizontal, expresada en metros. (Ver figura 4.5).

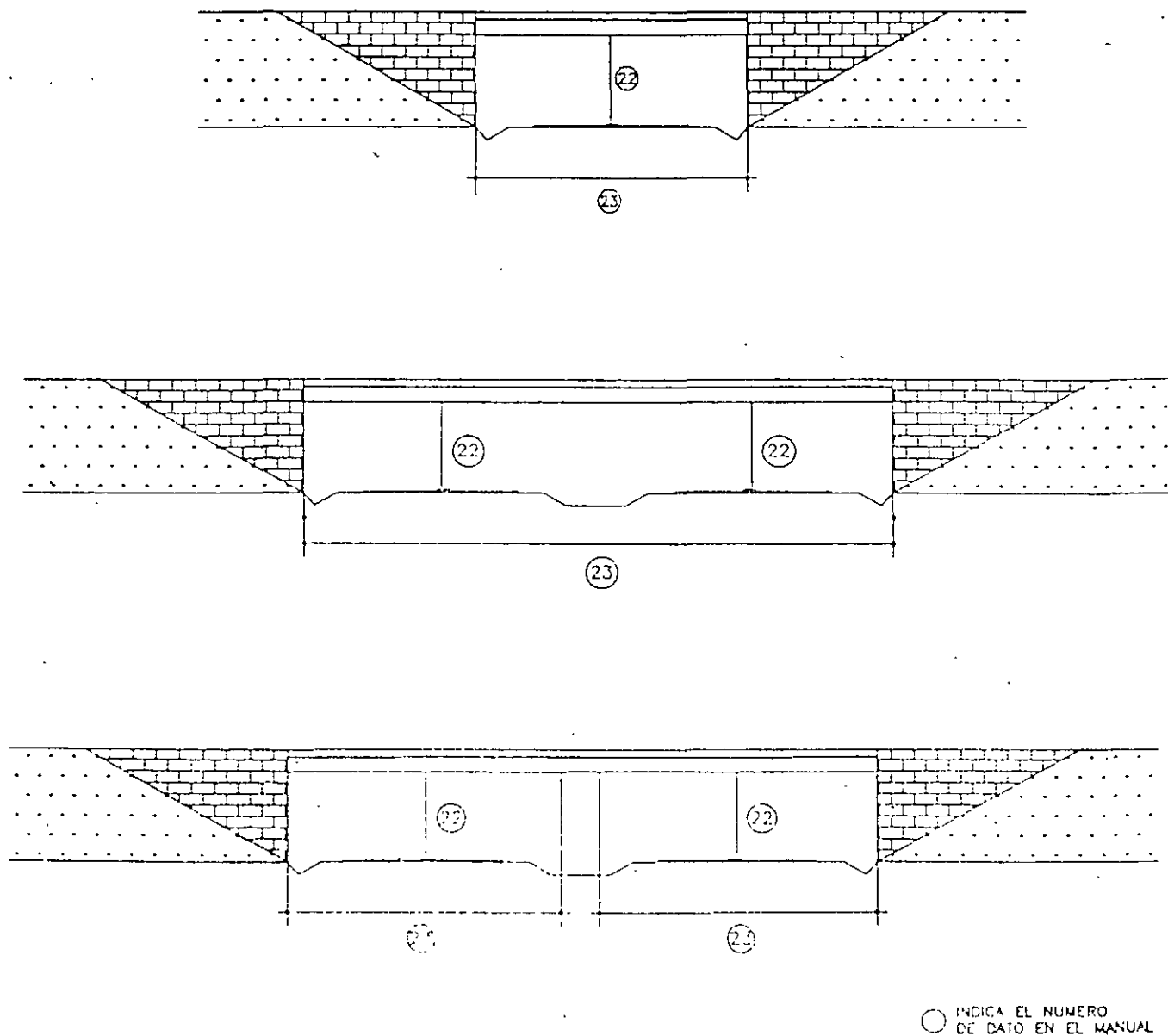


FIGURA 4.5.- Definición de gálbos.



#### 4.4. Datos sobre la estructura

En esta parte se suministrará a la base de datos la información concerniente al tipo de estructura, al material empleado, al sistema de piso, el número de claros, el tipo de cimentación, la carga de diseño, etc., es decir, la información relacionada con el proyecto estructural.

##### 24.- TIPO DE PUENTE

Este inciso se compone de un campo en el que se define el tipo de puente.

##### 24a.- TIPO DE PUENTE

(1 Dígito)

- 1.- Losa simplemente apoyada
- 2.- Superestructura isostática
- 3.- Superestructura continua
- 4.- Pórtico o marco rígido
- 5.- Armaduras
- 6.- Arco
- 7.- Colgante
- 8.- Atirantado
- 9.- Otro

##### 25.- NUMERO DE CLAROS

(3 Dígitos)

En este campo, se registra el número de claros con que cuenta la estructura.

##### 26.- TIPO DE SUPERESTRUCTURA

Este inciso se compone de dos campos, el tipo de superestructura y el tipo de material.

26a.- TIPO DE SUPERESTRUCTURA

(1 Dígito)

- 1.- Losa plana
- 2.- Losa nervada
- 3.- Sistema a base de traveses y losa
- 4.- Vigas presforzadas
- 5.- Sistema de piso a base de armaduras horizontales
- 6.- Sección tipo cajón
- 7.- Otro

26b.- TIPO DE MATERIAL

(1 Dígito)

- 1.- Concreto reforzado
- 2.- Concreto presforzado
- 3.- Acero soldado
- 4.- Acero remachado
- 5.- Mampostería
- 6.- Mixto concreto reforzado y acero
- 7.- Mixto concreto presforzado y acero
- 8.- Otro

27.- TIPO DE SISTEMA DE PISO

(1 Dígito)

El sistema de piso proporciona la capacidad portante del sistema de cubierta. En este campo se registra el tipo de sistema de piso usado. Para esto se escogerá uno de los siguientes

- 1 - Losa de concreto
- 2.- Concreto precolado
- 3.- Concreto presforzado transversalmente
- 4.- Placas de acero

- 5.- Rejilla
- 6.- Ortotrópico
- 7.- Otro

28.- TIPO DE SUPERFICIE DE RODAMIENTO (1 Dígito)

La superficie de rodamiento se refiere al piso para el tránsito de los vehículos que se coloca sobre la cara superior de la losa estructural. En este campo se registra el tipo de material utilizado en la superficie de rodamiento. Se escogerá uno de los siguientes:

- 1.- Concreto Hidráulico
- 2.- Mezcla Asfáltica
- 3.- Otros

29.- APOYOS EXTREMOS

En este campo se registra el tipo de apoyo en los extremos, el material con que está construido el cuerpo y también el de la corona.

29a.- Tipo de Apoyo (1 Dígito)

Este dígito debe de ser uno de los siguientes:

- 1.- Estribos
- 2.- Enterrados
- 3.- Con aleros
- 4.- En "U"
- 5.- Otro

29b.- Material del cuerpo (1 Dígito)

A este campo corresponde cualquiera de los números señalados a continuación:

- 1.- Mampostería
- 2.- Concreto
- 3.- Ladrillo
- 4.- Otros

29c.- Material de la Corona (1 Dígito)

A este campo corresponde uno de los siguientes:

- 1.- Concreto
- 2.- Inexistente

### 30.- APOYOS INTERMEDIOS

Las pilas son los apoyos intermedios y se clasifican según su tipo de remate, material del cuerpo y material del remate.

30a.- Tipo de Cuerpo (1 Dígito)

Este dígito debe de ser uno de los siguientes:

- 1.- Tradicional
- 2.- Rectangular
- 3.- Cilíndrico
- 4.- Sección constante
- 5.- Sección variable
- 6.- Otro tipo (describirlo)

30b.- Extremo final o remate (1 Dígito)

- 1.- Corona
- 2.- Cabezal en voladizo
- 3.- Otro tipo (describirlo)

30c.- Material del cuerpo (1 Dígito)

Este dígito indica el material del cuerpo.

- 1.- Mampostería
- 2.- Concreto

30d.- Material de la corona o cabezal (1 Dígito)

- 1.- Concreto
- 0.- Inexistente

31.- CIMENTACION (1 Dígito)

En este campo se señala el tipo de cimentación del puente y debe de ser alguno de los siguientes:

- 1.- Zapatas
- 2.- Pilas
- 3.- Pilotes
- 4.- Cilindros
- 5.- Mixta
- 6.- Desconocida
- 7.- Otro

32.- CARGA DE DISEÑO (1 Dígito)

En este campo se define la carga viva con que la estructura fue diseñada:

- 1.- H-10
- 2.- H-15
- 3.- HS-15
- 4.- H-20
- 5.- HS-20
- 6.- T3-S3
- 7.- T3-S2-R4
- 8.- Otro

### 33.- DISPOSITIVOS DE APOYO

En este campo se define el tipo de dispositivo de apoyo, tal como se muestra a continuación:

33a.- Dispositivo Móvil (1 Dígito)

- 1.- Mecedora de acero
- 2.- Mecedora de concreto
- 3.- Rodillos metálicos
- 4.- Neopreno
- 5.- Neopreno con acero y teflón
- 6.- Otro

33b.- Dispositivo Fijo (1 Dígito)

- 1 - Acero
- 2.- Plomo
- 3.- Neopreno
- 4.- Articulación
- 5 - Otro

34.- JUNTAS DE DILATACION (1 Dígito)

En este campo se define el tipo de junta de dilatación.

- 1.- Compriband
- 2.- Sikaflex
- 3.- Asfalto
- 4.- Neopreno
- 5.- Tapajunta de acero
- 6.- Lámina de cobre
- 7.- Inexistente
- 8.- Otro

#### 4.5. Datos de operación

En este campo se registran los datos referentes a la operación de la estructura; es decir: el tráfico promedio diario; la distancia de desvío en caso de que el paso sea cerrado; si el puente está o no cerrado al tráfico y el tipo de administración.

35.- TRAFICO PROMEDIO DIARIO ANUAL (6 Dígitos)

En este campo se registra el tráfico promedio diario.

36.- AÑO DEL TRAFICO PROMEDIO DIARIO ANUAL (4 Dígitos)

Es de importancia registrar el año en que se estimó el tráfico promedio diario.

37.- LIMITACIONES DE TRAFICO

En este campo se anota si existe o no alguna limitación de tráfico.

38.- LONGITUD DE DESVIO EN CASO DE DAÑO (3 Dígitos)

En este campo se registra la distancia en kilómetros que se tenga que recorrer para encontrar otro paso, en caso de que el puente tenga que ser cerrado por daño o reparación.

39.- TIPO DE ADMINISTRACION (1 Dígito)

En este campo se especifica el tipo de administración con el que opera el puente.

- 1.- Cuota
- 2.- Libre.
- 3.- Consecionada.

#### 4.6. Datos de la inspección de evaluación

Se almacenan los datos relacionados sobre los deterioros más sobresalientes en los diferentes elementos del puente. Los deterioros considerados son principalmente agrietamientos importantes, socavación, corrosión, desplomes y estado de los apoyos. También se anotará la fecha en que se realizó la última inspección, así como un reporte indicando la necesidad o no, de hacer alguna inspección más detallada o algún estudio especial.

40.- HUNDIMIENTOS (1 Dígito)

En este campo se registra si existe algún tipo de hundimiento. Como se trata de una inspección visual, se manejará una escala sencilla para la evaluación del daño, por lo que se deberá escoger alguno de los siguientes:



- 1.- Ligero
- 2.- Moderado
- 3.- Grave
- 4.- No se aprecia

41.- DESPLOMES (1 Dígito)

Igual que el punto anterior.

42.- FLECHAS (1 Dígito)

Igual que el punto anterior.

43.- SOCAVACION (1 Dígito)

Se registra en este campo el nivel de socavación que tiene el puente.

- 1.- Ligera
- 2.- Moderada
- 3.- Grave
- 4.- No se aprecia

44.- CAUCE DEL RIO (1 Dígito)

En este campo se define si existe algún tipo de obstrucción al cauce del río.  
Se escogerá alguno de los siguientes valores:

- 1.- Obstruido ligeramente
- 2.- Obstruido moderadamente
- 3.- Obstrucción grave
- 4.- Sin obstrucción

45.- CORROSION (1 Dígito)

En este campo se registra cuál es la situación general del puente en cuanto a corrosión. Se escogerá alguno de los siguientes:

- 1.- Ligera
- 2.- Moderada
- 3.- Grave
- 4.- No se aprecia

46.- SEÑALAMIENTO QUE INDIQUE GALIBOS (1 Dígito)

En este apartado se registra si existe señalamiento adecuado o no en relación a información sobre gálibos.

47.- SEÑALAMIENTO DE SEGURIDAD (1 Dígito)

En este campo se registra si existe señalamiento adecuado o no en relación a la seguridad. Este señalamiento se refiere a la velocidad de los vehículos sobre el puente, si existe o no reducción en los carriles, etc.

48.- CONDICION DE LA SUPERFICIE DE RODAMIENTO (1 Dígito)

En este campo se registra la condición de la superficie de rodamiento. Se escoge alguno de los siguientes:

- 1 - Buena
- 2 - Regular
- 3 - Mala

49.- AGRIETAMIENTO DE LA SUPERFICIE

49a.- AGRIETAMIENTO EN ZONAS DE APOYO (1 Dígito)  
(GRIETAS POR CORTANTE)

En este campo se registra si existe en algún elemento de soporte de la superestructura un agrietamiento importante. Se elegirá alguno de los siguientes:

- 1.- Ligero
- 2.- Moderado
- 3.- Grave
- 4.- No se aprecia

49b.- AGRIETAMIENTO AL CENTRO DEL CLARO (1 Dígito)  
(GRIETAS POR FLEXION)

Se registra en este campo el agrietamiento en la zona central de los elementos de soporte de la superestructura. Se elegirá alguno de los siguientes:

- 1.- Ligero
- 2.- Moderado
- 3.- Grave
- 4.- No se aprecia

50.- JUNTAS DE EXPANSION (1 Dígito)

En este campo se registra el estado de las juntas de expansión. Se elige alguno de los siguientes:

- 1.- Buen estado
- 2.- Mal estado
- 3.- No existen

51.- DISPOSITIVOS DE APOYO

(1 Dígito)

En esta parte se registra el estado de los dispositivos de apoyo de acuerdo a lo siguiente:

- 1.- Buen estado
- 2.- Mal estado
- 3.- No existen

52.- DAÑO POR IMPACTO VEHICULAR POR DEFICIENCIA  
EN GALIBO

(1 Dígito)

En esta parte se almacenan datos sobre el daño que en la superestructura provocan los vehículos por gálibo deficiente.

- 1.- Ligero
- 2.- Moderado
- 3.- Grave
- 4.- No se aprecia

53.- DRENAJE

(1 Dígito)

En este campo se registra el estado del drenaje de la superestructura.

- 1.- Bueno
- 2.- Regular
- 3.- Malo
- 4.- No existe

84

54.- DESCONCHAMIENTO EN LA SUPERESTRUCTURA (1 Dígito)

Se registra si existen desprendimientos importantes en el concreto, los cuales puedan desencadenar problemas tales como corrosión en el acero de refuerzo.

- 1.- Ligero
- 2.- Moderado
- 3.- Grave
- 4.- No se aprecia

55.- AGRIETAMIENTO EN APOYOS INTERMEDIOS (1 Dígito)

En este campo se almacena la información sobre el agrietamiento en los apoyos intermedios. Se escoge alguno de los siguientes:

- 1.- Ligero
- 2.- Moderado
- 3.- Grave
- 4.- No se aprecia

56.- AGRIETAMIENTO EN APOYOS EXTREMOS (1 Dígito)

En esta parte se registra el agrietamiento en la zona de apoyos extremos. Se escoge alguno de los siguientes:

- 1.- Ligero
- 2.- Moderado
- 3.- Grave
- 4.- No se aprecia

57.- DESCONCHAMIENTO EN PILAS O ESTRIBOS (1 Dígito)

Se registra si existen desprendimientos importantes en el concreto, los cuales puedan desencadenar problemas tales como corrosión en el acero de refuerzo.

- 1.- Ligero
- 2.- Moderado
- 3.- Grave
- 4.- No se aprecia

58.- PINTURA ANTICORROSIVA EN PUENTES DE ACERO (1 Dígito)

En este apartado se registra el estado de la pintura; es decir, el grado de protección que aún proporciona a la estructura. Se indicará mediante uno de los siguientes incisos:

- 1.- Adecuada
- 2.- Faltante
- 3.- Defectuosa

59.- CORROSION EN PUENTES DE ACERO (1 Dígito)

Se señala el grado de corrosión que presenta la estructura en general.

- 1.- Ligero
- 2.- Moderado
- 3.- Grave
- 4.- No se aprecia

60.- ELEMENTOS ROTOS EN PUENTES DE ACERO (1 Dígito)

Mediante un dígito se indica si existen elementos rotos o no:

- 1.- Sí
- 2.- No

61.- ELEMENTOS FALTANTES EN PUENTES DE ACERO (1 Dígito)

Se denota mediante un dígito la falta de elementos en la estructura:

- 1.- Sí
- 2.- No

62.- DUCTOS O CABLES EXPUESTOS EN PUENTES DE CONCRETO PRESFORZADO (1 Dígito)

Este apartado expresará con un dígito el estado de exposición de ductos o cables:

- 1.- Sí
- 2.- No

63.- ANCLAJE DE PREESFUERZO EN PUENTES DE CONCRETO PREESFORZADO (1 Dígito)

Igual que en el anterior apartado, se indica si existen o no anclajes sueltos:

- 1.- Sí
- 2.- No

## 4.7. Datos sobre la condición del puente

En esta parte se almacena la información referente a la calificación dada en la inspección de evaluación. Las calificaciones que se dan a cada parte del puente ( superficie de rodamiento, superestructura, subestructura y el estado de socavación ), son las indicadas en la tabla 3.1.

### 64.- CALIFICACION GENERAL DEL PUENTE

64a.- SUPERFICIE DE RODAMIENTO (1 Dígito)

La calificación se indica mediante un dígito el cual puede ser uno de los siguientes:

- 5.- Condición excelente
- 4.- Condición buena
- 3.- Condición aceptable
- 2 - Condición regular
- 1.- Condición mala o defectuosa
- 0 - Condición de falla

64b.- SUPERESTRUCTURA (1 Dígito)

Igual que el apartado anterior

64c.- SUBESTRUCTURA (1 Dígito)

Igual que el apartado anterior



64d.- SOCAVACION (1 Dígito)

Igual que el apartado anterior.

65.- RECOMENDACIONES GENERALES

A juicio del jefe de brigada se darán recomendaciones generales respecto a:

65a.- INSPECCIONES (1 Dígito)

- 1.- Inspección de evaluación a corto plazo  
(máximo 12 meses)
- 2.- Inspección de evaluación a mediano plazo  
(máximo 2 años)
- 3.- Inspección de evaluación a largo plazo  
(máximo 3 años)
- 4.- Inspección detallada
- 5.- Otro (Indicar en comentarios)

65b.- SUPERFICIE DE RODAMIENTO (1 Dígito)

- 1 - Mantenimiento menor
- 2.- Mantenimiento mayor
- 3.- Reparación
- 4 - Substitución
- 5.- Pruebas especiales
- 6.- Otro

65c.- SUPERESTRUCTURA (1 Dígito)

Igual que el apartado anterior.

65d.- SUBESTRUCTURA

(1 Dígito)

Igual que el apartado anterior.

#### **4.8. Datos de pruebas especiales**

En esta parte se almacenan los resultados obtenidos de pruebas especiales, tales como pruebas de carga, pruebas dinámicas, etc.

## **5. Conclusiones**

---

Se plantea la necesidad de implantar un sistema de administración de puentes, (SIAP), para poder establecer un procedimiento sistemático de evaluación y reconocimiento de los requerimientos en los puentes, así como el de establecer una serie de actividades administrativas encaminadas a normalizar el proceso general de conservación.

El sistema de administración de puentes es la integración de un conjunto de órganos administrativos, normas y procedimientos que tienen por objeto planear, ejecutar y supervisar las acciones de atención a los puentes de una red, después de su puesta en servicio tomando en cuenta la operación integral del sistema carretero y sus efectos en la vida económica de una región o de un país.

Respecto a la implantación de un Sistema de Administración de Puentes en México, se ha observado que existen los elementos administrativos y organizacionales que permiten la pronta implantación del sistema a través de la estructura establecida en los **Centros SCT** y en las **dependencias centrales**, requiriéndose únicamente el fortalecimiento de algunos recursos específicos necesarios para la operación del sistema.

Estos recursos son los referentes a **una organización central y a una organización de campo**; las cuales se encargarán de la toma de decisiones en la conservación y a las actividades de inspección y de evaluación de la estructura, respectivamente

También se recomienda el establecimiento de **niveles de servicio**, fijados bajo las características funcionales adecuadas para la operación del transporte dentro del sistema vial. Dichas características se definieron como medidas mínimas deseables y aceptables en galibos, ancho de calzada y en la capacidad de carga. El nivel de servicio "deseable" es para aquellos puentes existentes que están en condiciones de prestar servicio, requiriendo únicamente la modificación en los elementos antes mencionados de acuerdo a los niveles establecidos. El nivel de servicio "aceptable" es fijado para aquellos puentes que van a ser construidos.

Aunados a estos niveles de servicio, se establece un criterio de priorización como elemento auxiliar para la asignación de los fondos y elección de las estructuras que posean un nivel de requerimientos altos respecto a otras. En este criterio se toman en cuenta aspectos funcionales y estructurales para la designación de las actividades de conservación.

Referente a la inspección se establece una metodología con el fin de tener un medio cualitativo y cuantitativo en la obtención de datos sobre la condición de los puentes, para que dicho proceso sea sistemático y gradual de acuerdo a la condición que presenten los puentes, en primer lugar se tendrá una inspección de evaluación; en caso de que se requiera la verificación de ésta o porque se demande una inspección más minuciosa, se hará entonces una inspección especial ó aún, inspecciones con pruebas especiales, según lo requiera el puente de acuerdo a la inspección y evaluación realizada por los organismos encargados.

En resumen, la implantación en México de un sistema de administración de puentes se hace necesaria, además de que dicha implantación no requiere de grandes desembolsos económicos ni de una gran infraestructura, debido principalmente a los elementos ya existentes dentro de los organismos dedicados a la administración de puentes y que la instauración deberá ser llevada en etapas, iniciando la primera de ellas, en la red federal de carreteras, extendiéndose más adelante a las demás carreteras de la red en coordinación con los gobiernos de cada estado.

## **6. Bibliografía**

---

- 1.- Demarre, Michel. "A Basic Guide for Bridge Management "The World Bank. Policy Planning and Research Staff. Infrastructure and Urban Development Department. Report INU28, September 1988.
- 2.- Galindo Solórzano, Amílcar. "Criterios para la Evaluación de la Capacidad de Puentes Existentes". Cd. de México, 10 de Agosto de 1989.
- 3.- Galindo Solórzano, Amílcar. "Conservación de Puentes. Curso Internacional de Conservación de Carreteras". Instituto Mexicano del Transporte. San Fandila, Qro., México. Septiembre de 1991.
- 4.- Jiang Yi and Sinha C., Kumares. " Dynamic Optimization Model for Bridge Management System ". Transportation Research Record 1211; 1989, p.p. 92 - 100.
- 5.- O'Connor, S., Daniel and Hyman, W. A. " Bridge Management System. Demostración Proyecto No. 71 " Washington DC : U. S. Department of Transportation. Federal Highway Administration. October 1989.
- 6.- Fuentes Zenón, Arturo. "El pensamiento Sistémico; Caracterización y Principales Corrientes". Cuadernos de Planeación y Sistemas, No. 3. Seminario y Taller de Metodología. Departamento de Ingeniería de Sistemas, División de Estudios de Posgrado. Facultad de Ingeniería, U. N. A. M., 1990.
- 7.- Fuentes Zenón, Arturo. " El Enfoque de Sistemas en la Solución de Problemas. La Elaboración del Modelo Conceptual ". Cuadernos de Planeación y Sistemas, No. 4. Seminario y Taller de Metodología. Departamento de Ingeniería de Sistemas, División de Posgrado. Facultad de Ingeniería. U N. A. M., Mayo de 1991.
- 8.- Ackoff Russell, L. " Un Concepto de Planeación de Empresas ". Editorial LIMUSA, Décima Reimpresión, 1987.
- 9.- Fuentes Zenón, A. y Sánchez Guerrero, G. " Metodología de la Planeación Normativa". Cuadernos de Planeación y Sistemas, No. 3. Seminario y Taller de Metodología, Departamento de Ingeniería de

- de Sistemas, División de Estudios de Posgrado. Facultad de Ingeniería, U. N. A. M., 3ª Edición; Mayo 1991.
- 10.- Secretaría de Comunicaciones y Transportes. " Manual para Inspección y Conservación de Puentes, Tomo II "Subsecretaría de Infraestructura. Dirección General de Servicios Técnicos. México, D. F. 1980.
  - 11.- Galindo S., Amílcar y Barousse Moreno, M. " Sistema de Administración de Puentes ". Instituto Mexicano del Transporte. San Fandila, Qro., México. Octubre 1991.
  - 12.- Johnston W., David and Zia, Paul. " Levels of Service System for Bridge Evaluation ". Transportation Research Record 962; p.p. 1 - 8, 1984.
  - 13.- Secretaría de Comunicaciones y Transportes. Dirección General de Autotransporte Federal (DGAF). " Capítulo XI del Reglamento del Capítulo de Explotación de Caminos de la Ley de Vías Generales de Comunicación que trata del Peso y otras Características de los Vehículos". Primera Edición. Editada e Impresa por la DGAF de la SCT. 1981.
  - 14.- Fanous Fouad, Greimann, L., Petermeier, D. and Yuan, Zhongsheng. Interim Report. " Bridge Management System for the States of Iowa, Nebraska, Kansas and Missouri " Midwest Transportation Center. Mayo 1990.
  - 15.- Jiang Yi and Sinha C., Kumares. " Bridge Service Life Prediction Model Using the Markov Chain" Transportation Research Record 1223; 1989.
  - 16.- Textos de la Dirección General de Carreteras - MOPU. " Inspecciones Principales de Puentes de Carretera ". España, Marzo 1988

- 17.- Secretaría de Comunicaciones y Transportes. Subsecretaría de Infraestructura. Dirección General de Servicios Técnicos. " Formato para Inspección de Puentes y Pasos a Densivel "; 1985
- 18.- Shirolé M. A. Arunprakash. " Management of Bridge Maintenance, Repair and Rehabilitation - a City Perspective ". Transportation Research Record 962. p.p 9 - 13; 1984.
- 19.- Narasimhan Ravi, Cruise F., James, Strautman P. Andre, and Argialas P., Demetri. " Computerized Data Base Management and Analysis System for Field-Collected Scour Data ". Transportation Research Record 1279. p.p. 95 - 102; 1990.
- 20.- Recording and Coding Guide for the Structure Inventory and Appraisal of the Nation's Bridge. Washington, D.C. U. S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, 1988.
- 21.- Bridge Management Work Group. " The Pennsylvania Bridge Management System ", Final Report, Harrisburg, PA: Pennsylvania Department of Transportation Bureau of Bridge and Roadway Technology, 1987.
- 22.- James W. Ray, Stukhart George, García-Díaz Alberto, Bligh Roger and Sobanjo John. " Analytical Approach to the Development of a Bridge Management System ". Transportation Research Record 1290, Volumen II. Paper presented at the Third Bridge Engineering Conference. March 10 - 13 1991; Denver, Colorado. USA.
- 23.- Shirolé M. A., Winkler J. W., and Hill J. J. " Bridge Management Systems - State of the Art ". Transportation Research Record 1290, Volumen II. Papers Presented at the Third Bridge Engineering Conference. March 10 - 13 1991; Denver, Colorado. USA.
- 24.- Babaei Khossrow . " Development of a Bridge Deck Management System for the Washington State Department of Transportation ". Final Report. Washington State Transportation Center. University of Washington Seattle March 1988.

- 25.- Secretaría de Comunicaciones y Transportes. " La Construcción de Puentes en México ". 1985.
- 26.- Secretaría de Obras Públicas. Dirección General de Proyectos y Laboratorios. Departamento Técnico. Sección de Especificaciones. " Especificaciones de Puentes para Caminos". México, D. F. Diciembre de 1960.
- 27.- Cárdenas de la Peña Enrique. "Puente Coatzacoalcos II" Secretaría de Comunicaciones y Transportes. 1986
- 28.- Secretaría de Comunicaciones y Transportes. " Anuario Estadístico 1989 ". Diciembre de 1990.
- 29.- Secretaría de Comunicaciones y Transportes. " Manual Estadístico del Sector Transporte ". Instituto Mexicano del Transporte. Querétaro, Méx. 1989.
- 30.- Petróleos Mexicanos. " Atlas de Carreteras y Ciudades Turísticas ". Subdirección Técnica Administrativa. Gerencia de Información y Relaciones Públicas. 1988.
- 31.- Mendoza A. y Cadena R. A. " Estudio de Pesos y Dimensiones ". Instituto Mexicano del Transporte". Reporte en elaboración. 1991
- 32.- Asociación Técnica de Carreteras. " Conservación, Rehabilitación y Gestión de Puentes ". I Simposio Nacional. Madrid, España; 18 al 20 de junio de 1991.
- 33.- Zavaleta Trujeque, Alonso. " Sistema de Administración de Puentes ". Tesis de Maestría en Transporte. UNAM. Instituto Mexicano del Transporte. 1992.





# FORMATO DE INVENTARIO

Jefe de brigada \_\_\_\_\_

Fecha /\_\_ /\_\_ /\_\_ /\_\_  
d m a

Número de puente(4) \_\_\_\_\_

Nombre del puente(5) \_\_\_\_\_

Estado Federativo(1) \_\_\_\_\_

Nombre de la localidad(2) \_\_\_\_\_

## DATOS DE LA CARRETERA

### RUTA SOBRE EL PUENTE

Origen(3a) \_\_\_\_\_ Destino(3b) \_\_\_\_\_

Origentramo(3c) \_\_\_\_\_ Destino tramo(3d) \_\_\_\_\_

Kilometraje al centro del puente(10) \_\_\_\_\_ Número de la carretera(3e) \_\_\_\_\_

Origen del cadenamamiento(11) \_\_\_\_\_

Coordenadas geográficas al centro del puente Latitud(9a) \_\_\_\_\_ Longitud(9a) \_\_\_\_\_

Tipo de ruta(3f) \_\_\_\_\_ Nivel de servicio(3g) \_\_\_\_\_

### RUTAS BAJO EL PUENTE

1.- Tipo de ruta(13a) \_\_\_\_\_ Nivel de servicio(13b) \_\_\_\_\_

2.- Tipo de ruta \_\_\_\_\_ Nivel de servicio \_\_\_\_\_

3.- Tipo de ruta \_\_\_\_\_ Nivel de servicio \_\_\_\_\_

#### TIPO DE RUTA

- |                       |                 |
|-----------------------|-----------------|
| 1 - Carretera Federal | 6 - Ferrocarril |
| 2 - Autopista         | 7 - Vía Pública |
| 3 - Carretera Estatal | 8 - Barranca    |
| 4 - Camino Rural      | 9 - Otro        |
| 5 - Calle Urbana      |                 |

#### NIVEL DE SERVICIO

- |                 |
|-----------------|
| 1 - Troncal     |
| 2 - Alimentador |
| 3 - Rural       |
| 4 - Otro        |

## DATOS GENERALES DEL PUENTE

Año de construcción(6) \_\_\_\_\_ Significado histórico(12) Sí \_\_\_\_\_

No \_\_\_\_\_

Nombre del constructor(7) \_\_\_\_\_

Limitaciones de tráfico(37) Sí \_\_\_\_\_ Tráfico promedio diario anual(35) \_\_\_\_\_

No \_\_\_\_\_ Año(36) \_\_\_\_\_

Longitud de desvío(38) \_\_\_\_\_ (Km) Tipo de administración(39) \_\_\_\_\_

1 - Cuota 2 - Libre

Historial de reparaciones

AÑO(8a)

CONSTRUCTOR(8b)

TIPO DE REPARACION(8c)

_____	_____	_____
_____	_____	_____
_____	_____	_____
_____	_____	_____
_____	_____	_____

Tipo de reparación:

- |                         |                    |
|-------------------------|--------------------|
| 1.- Mantenimiento menor | 5.- Reconstrucción |
| 2.- Mantenimiento mayor | 6.- Ampliación     |
| 3.- Reparación menor    | 7.- Reforzamiento  |
| 4.- Reparación mayor    |                    |

**DATOS GEOMETRICOS**

Longitud del puente(14) \_\_\_\_\_ metros

Longitud del máximo claro(15) \_\_\_\_\_ metros

Ancho total de la superestructura(16) \_\_\_\_\_ metros

Ancho de la superficie de rodamiento(17) \_\_\_\_\_ metros

Angulo de esviaje (según km creciente)(19) \_\_\_\_\_ grados

Trazo geométrico Planta(20a) \_\_\_\_\_ Elevación(20b) \_\_\_\_\_

- 1.- Tangente  
2.- Curva

Gálibo vertical sobre el puente(21) \_\_\_\_\_ metros

Gálibo vertical bajo el puente(22) \_\_\_\_\_ metros

Gálibo horizontal bajo el puente(23) \_\_\_\_\_ metros

Sección de la carretera:

Entrada

Salida

Corona(14a1) \_\_\_\_\_ (mts) Corona(14b1) \_\_\_\_\_ (mts)

Carpeta(14a2) \_\_\_\_\_ (mts) Carpeta(14b2) \_\_\_\_\_ (mts)

Camellón(14a3) \_\_\_\_\_ (mts) Camellón(14b3) \_\_\_\_\_ (mts)

**DATOS ESTRUCTURALES**

Tipo de puente(24) \_\_\_\_\_

Número de claros(25) \_\_\_\_\_

TIPO DE PUENTE

- |                                |                |
|--------------------------------|----------------|
| 1.- Losa simplemente apoyada   | 6.- Arco       |
| 2.- Superestructura isostática | 7.- Colgante   |
| 3.- Superestructura continua   | 8.- Atravesado |
| 4.- Pórtico o marco rígido     | 9.- Otro       |
| 5.- Armaduras                  |                |

Tipo de superficie de rodamiento(28) \_\_\_\_\_

- 1 - Concreto hidráulico    2 - Mezcla asfáltica    3 - Otro

**Tipo de superestructura(26a)** \_\_\_\_\_

- 1.- Losa
- 2.- Losa nervada
- 3.- Sistema a base de trabes y losas
- 4.- Vigas preesforzadas
- 5.- Sistema de piso a base de armaduras horizontales
- 6.- Sección tipo cajón.

**Material(26b)** \_\_\_\_\_

- 1.- Concreto reforzado
- 2.- Concreto prestorzado
- 3.- Acero soldado
- 4.- Acero remachado
- 5.- Mampostería
- 6.- Mixto concreto reforzado y acero
- 7.- Mixto concreto prestorzado y acero
- 8 - Otro

**Tipo de sistema de piso(27)** \_\_\_\_\_

- 1.- Losa de concreto
- 2.- Concreto precolado
- 3.- Concreto preesforzado transversalmente
- 4.- Placas de acero
- 5.- Rejilla
- 6.- Ortotróico
- 7.- Otro

**APOYOS EXTREMOS**

**Tipo(29a)** \_\_\_\_\_

- 1 - Estribos
- 2 - Enterrados
- 3 - Aleros
- 4 - en "U"
- 5 - Otro

**Material del cuerpo(29b)** \_\_\_\_\_

- 1 - Concreto
- 2.- Inexistente
- 3 - Otro

**Material de la corona(29c)** \_\_\_\_\_

- 1 - Mampostería
- 2.- Concreto
- 3 - Ladrillo
- 4 - Otro

**APOYOS INTERMEDIOS**

**Tipo(30a)** \_\_\_\_\_

- 1.- Tradicional
- 2 - Rectangular
- 3 - Cilíndrico
- 4 - Sección constante
- 5.- Sección variable
- 6 - Otro

**Remate(30b)** \_\_\_\_\_

- 1 - Corona
- 2 - Cabezal en voladizo
- 3 - otro

**Material del cuerpo(30c)** \_\_\_\_\_

- 1 - Mampostería
- 2 - Concreto
- 3 - otro

**Material de la corona(30d)** \_\_\_\_\_

- 1.- Concreto
- 2 - Inexistente

**Cimentación(31)** \_\_\_\_\_

- 1 - Zapatas
- 2 - Pilotes
- 3 - Cilindros
- 4 - Mixta
- 5 - otro

**Carga de diseño(32)** \_\_\_\_\_

- 1 - H 10
- 2 - H-15
- 3 - HS-15
- 4 - H-20
- 5 - HS-20
- 6 - T3 S3
- 7 - T3-S2-R4
- 8 - Otro

**DISPOSITIVOS DE APOYO**

**Tipo de apoyo móvil(33a)** \_\_\_\_\_

- 1 - Mecedora de acero
- 2 - Mecedora de concreto
- 3 - Rodillos metálicos
- 4 - Neopreno
- 5 - Neopreno con acero
- 6 - Otro

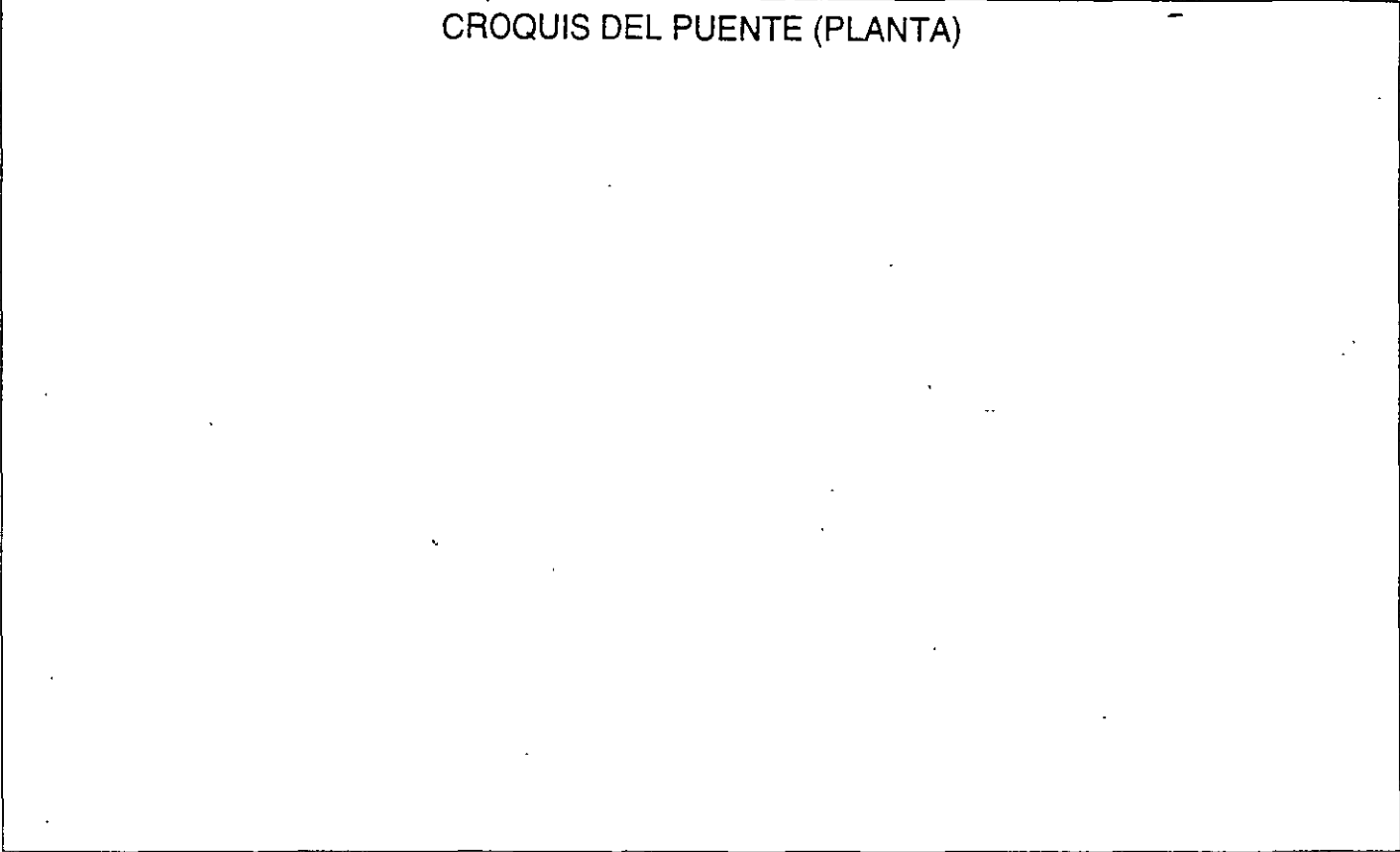
**Tipo de apoyo fijo(33b)** \_\_\_\_\_

- 1 - Acero
- 2 - Plomo
- 3 - Neopreno
- 4 - Articulación
- 5 - Otro

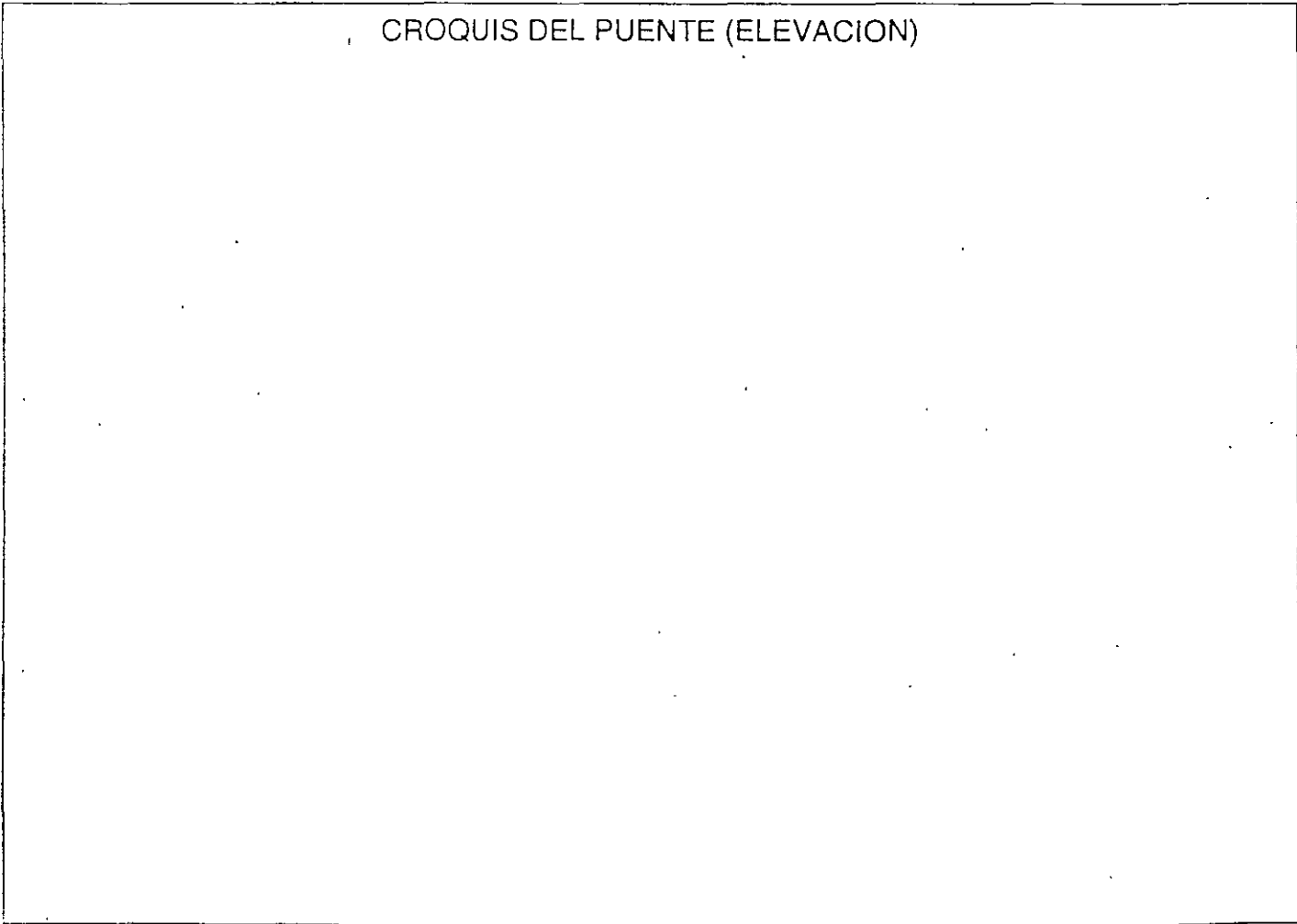
**Junta de dilatación(34)** \_\_\_\_\_

- 1 - Compband
- 2 - Sika flex
- 3 - Asfalto
- 4 - Neopreno
- 5 - Tapante de acero
- 6 - Laminas de caucho
- 7 - Inexistente
- 8 - Otro

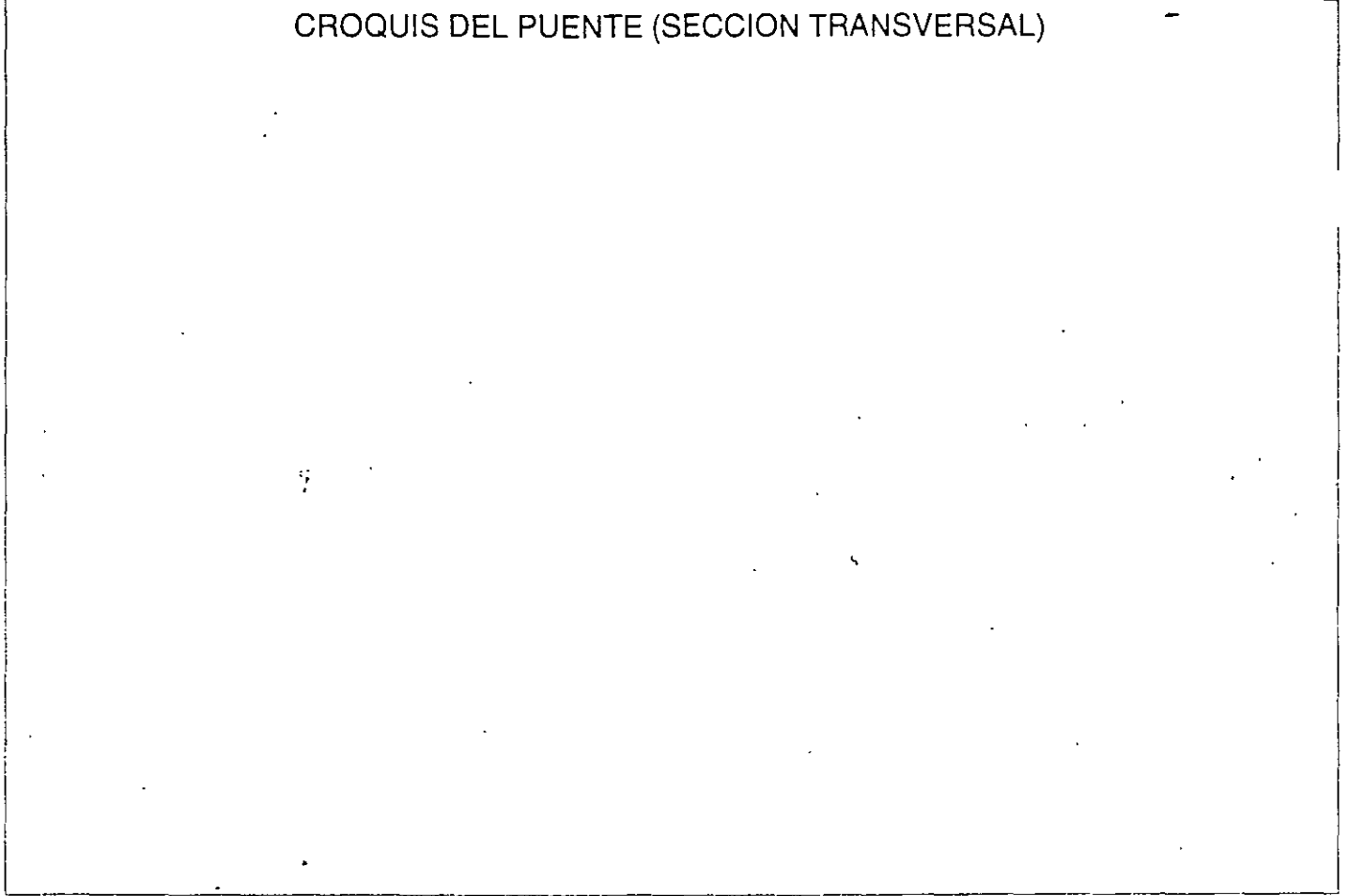
CROQUIS DEL PUENTE (PLANTA)



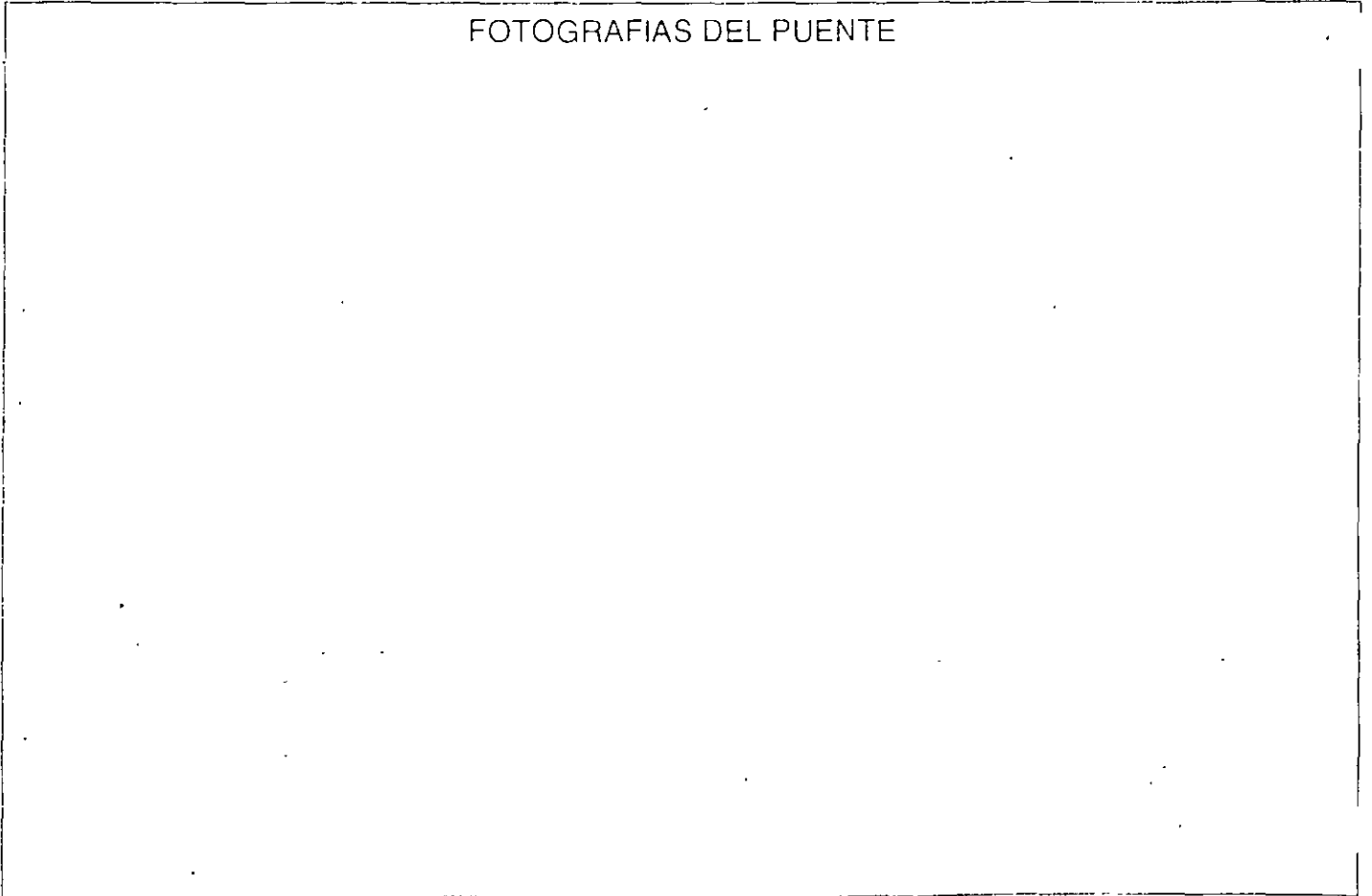
CROQUIS DEL PUENTE (ELEVACION)



CROQUIS DEL PUENTE (SECCION TRANSVERSAL)



FOTOGRAFIAS DEL PUENTE



# FORMATO DE INSPECCION DE EVALUACION

Jefe de brigada \_\_\_\_\_

Fecha /\_\_/\_/\_\_\_/  
d m a

Número de puente(4) \_\_\_\_\_

Nombre del puente(5) \_\_\_\_\_

Estado Federativo(1) \_\_\_\_\_

Nombre de la localidad(2) \_\_\_\_\_

## CONDICION GENERAL DEL PUENTE

Hundimientos(40) \_\_\_\_\_ Desplomes(41) \_\_\_\_\_ Flechas(42) \_\_\_\_\_

1 - Ligeros      2 - Moderados      3 - Graves      4 - No se aprecian

Socavación(43) \_\_\_\_\_ Corrosión(45) \_\_\_\_\_

1 - Ligeros      2 - Moderados      3 - Graves      4 - No se aprecian

Cauce del río(44) \_\_\_\_\_

1 - Grande e inestable      2 - Pequeño e inestable  
3 - Grande estable      4 - Pequeño estable

Señalamiento que indique rabillos(46) \_\_\_\_\_

Señalamiento de seguridad(47) \_\_\_\_\_

1 - Si      2 - No

Comentarios \_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_

## SUPERFICIE DE RODAMIENTO

Condición(48) \_\_\_\_\_

1 - Buena      2 - Regular      3 - Mala

Comentarios \_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_

# SUPERESTRUCTURA

Agrietamiento en zona de apoyos (grietas de cortante)(49a) \_\_\_\_\_

1.- Ligeros                      2.- Moderados

Agrietamiento al centro del claro (grietas de flexión)(49b) \_\_\_\_\_

3 - Graves                      4.- No se aprecian

Juntas de expansión(50) \_\_\_\_\_

1.- Buen estado              2.- Mal estado              3.- No existen

Dispositivos de apoyo(51) \_\_\_\_\_

1.- Buen estado              2.- Mal estado              3.- No existen

Daño por impacto vehicular por deficiencia en gálibo(52) \_\_\_\_\_

1 - Ligeros                      2.- Moderados              3 - Graves                      4 - No se aprecian

Drenaje(53) \_\_\_\_\_

1 - Buen funcionamiento      2 - Regular              3 - Mal                      4.- No existe

Desconchamientos en la superestructura(54) \_\_\_\_\_

1 - Ligeros                      2 - Moderados              3 - Graves                      4 - No se aprecian

Comentarios \_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_

# SUBESTRUCTURA

Agrietamiento en pilas(55) \_\_\_\_\_

1 - Ligeros                      2 - Moderados

Agrietamiento en estribos(56) \_\_\_\_\_

3 - Graves                      4 - No se aprecian

Desconchamientos en pilas o estribos(57) \_\_\_\_\_

1 - Ligeros                      2 - Moderados              3 - Graves                      4 - No se aprecian

Comentarios \_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_





# CALIFICACION GENERAL DEL PUENTE

Superficie de Rodamiento(64a) \_\_\_\_\_

Superestructura(64b) \_\_\_\_\_

Subestructura(64c) \_\_\_\_\_

Socavación(64d) \_\_\_\_\_

## CALIFICACION

- 5 - Condición excelente
- 4 - Condición buena
- 3 - Condición aceptable
- 2 - Condición regular
- 1 - Condición sana
- 0 - Condición de falla

Comentarios \_\_\_\_\_

---

---

---

---

---

---

---

---

# RECOMENDACIONES GENERALES

Inspecciones(65a) \_\_\_\_\_

- 1 - Evaluación a corto plazo (menor de 12 meses)
- 2 - Evaluación a mediano plazo (menor de 2 años)
- 3 - Evaluación a largo plazo (mayor de 2 años)
- 4 - Detallada
- 5 - Otra

Superficie de Rodamiento(65b) \_\_\_\_\_

Superestructura(65c) \_\_\_\_\_

- 1 - Reparación
- 2 - Mantenimiento
- 3 - Otro

Subestructura(65d) \_\_\_\_\_

- 1 - Substitución
- 2 - Pruebas especiales
- 3 - Otro

Comentarios \_\_\_\_\_

---

---

---

---

---

---

---

---

# FORMATO DE INSPECCION DE EVALUACION

Jefe de brigada \_\_\_\_\_

Fecha /\_\_/\_/\_\_\_/  
d m a

Número de puente(4) \_\_\_\_\_

Nombre del puente(5) \_\_\_\_\_

Estado Federativo(1) \_\_\_\_\_

Nombre de la localidad(2) \_\_\_\_\_

## CONDICION GENERAL DEL PUENTE

Hundimientos(40) \_\_\_\_\_ Desplomes(41) \_\_\_\_\_ Flechas(42) \_\_\_\_\_  
1 - Ligeros      2 - Moderados      3 - Graves      4 - No se aprecian

Socavación(43) \_\_\_\_\_ Corrosión(45) \_\_\_\_\_  
1 - Ligeros      2 - Moderados      3 - Graves      4 - No se aprecian

Cauce del río(44) \_\_\_\_\_  
1 - Obstruido ligeramente      3 - Sin obstrucción  
2 - Obstruido moderadamente      4 - No existe  
3 - Obstruido gravemente

Señalamiento que indique gálibos(46) \_\_\_\_\_ Señalamiento de seguridad(47) \_\_\_\_\_  
1 - Existe      2 - No existe

Comentarios \_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_

## SUPÉRFICIE DE RODAMIENTO

Condición(48) \_\_\_\_\_  
1 - Buena      2 - Regular      3 - Mala

Comentarios \_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_

## SUPERESTRUCTURA

Agrietamiento en zona de apoyos (grietas de cortante)(49a) \_\_\_\_\_

1 - Ligeros

2 - Moderados

Agrietamiento al centro del claro (grietas de flexión)(49b) \_\_\_\_\_

3 - Graves

4 - No se aprecian

Juntas de expansión(50) \_\_\_\_\_

1 - Buen estado

2 - Mal estado

3 - No existen

Dispositivos de apoyo(51) \_\_\_\_\_

1 - Buen estado

2 - Mal estado

3 - No existen

Daño por impacto vehicular por deficiencia en gálibo(52) \_\_\_\_\_

1 - Ligeros

2 - Moderados

3 - Graves

4 - No se aprecian

Drenaje(53) \_\_\_\_\_

1 - Buen funcionamiento

2 - Regular

3 - Mal

4 - No existe

Desconchamientos en la superestructura(54) \_\_\_\_\_

1 - Ligeros

2 - Moderados

3 - Graves

4 - No se aprecian

Comentarios \_\_\_\_\_

---

---

---

---

---

---

---

---

## SUBESTRUCTURA

Agrietamiento en pilas(55) \_\_\_\_\_

1 - Ligeros

2 - Moderados

Agrietamiento en estribos(56) \_\_\_\_\_

3 - Graves

Desconchamientos en pilas(57) \_\_\_\_\_

1 - Ligeros

2 - Moderados

3 - Graves

Comentarios \_\_\_\_\_

---

---

---

---

---

---

---

---



## CALIFICACION GENERAL DEL PUENTE

Superficie de Rodamiento(64a) \_\_\_\_\_

Superestructura(64b) \_\_\_\_\_

Subestructura(64c) \_\_\_\_\_

Socavación(64d) \_\_\_\_\_

### CALIFICACION

- 5 - Condicion excelente
- 4 - Condicion buena
- 3 - Condicion aceptable
- 2 - Condicion regular
- 1 - Condicion sena
- 0 - Condicion de falla

Comentarios \_\_\_\_\_

---

---

---

---

---

---

---

---

## RECOMENDACIONES GENERALES

Inspecciones(65a) \_\_\_\_\_

- |  |               |
|--|---------------|
| 1 - Evaluacion a corto plazo (maximo 12 meses) | 1 - Detallada |
| 2 - Evaluacion a mediano plazo (maximo 2 años) | 2 - Otro      |
| 3 - Evaluacion a largo plazo (maximo 5 años)   |               |

Superficie de Rodamiento(65b) \_\_\_\_\_

Superestructura(65c) \_\_\_\_\_ Subestructura(65d) \_\_\_\_\_

- |                            |                          |
|----------------------------|--------------------------|
| 1 - Mantenimiento normal   | 4 - Sustitucion          |
| 2 - Mantenimiento especial | 5 - Proyectos especiales |
| 3 - Reparacion             | 6 - Otro                 |

Comentarios \_\_\_\_\_

---

---

---

---

---

---

---

---



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.  
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

## **CURSO INSTITUCIONAL**

**INSPECCION, MANTENIMIENTO Y REHABILITACION  
DE PUENTES**

**del 27 de octubre al 7 de noviembre de 1997**

**PUENTES Y ALCANTARILLAS**

**Palacio de Minería  
1997**



FERROCARRILES NACIONALES DE MEXICO

*En la vía del cambio.*



Puentes y alcantarillas  
Tema II  
Módulo II





### Síntesis descriptiva del contenido del modulo.

En este modulo se pretende que los participantes adquieran el conocimiento generalizado de la importancia que tienen, dentro de la infraestructura ferroviaria, las estructuras de puentes y alcantarillas, tanto provisionales como definitivos, asimismo, que distingan la diferencia que existe entre una y otra estructura, identificando los daños que se presentan en las mismas que pongan en peligro el trafico de trenes y la importancia que implica el saber cuando expedir una "orden de precaución" o paro total de un tren. Cuando la estructura esta en inminente colapso.



## Objetivos

Al termino del modulo, el participante distinguirá las características que existen entre los puentes y alcantarillas provisionales, y los puentes y alcantarillas definitivos.

Los participantes identificaran los diferentes tipos de armaduras metálicas.

Los participantes identificaran los diferentes tipos de obras de arte.

Al termino del modulo, el participante conocerá los métodos mas empleados en la construcción de puentes.

Al termino del modulo, los participantes conocerán las actividades rutinarias en una inspección de puentes.

El participante, conocerá la génesis de los programas de conservación de puentes y alcantarillas.



## 2.- Puentes y alcantarillas

Actualmente Ferrocarriles Nacionales de México (F. N. M.) conjuntamente con la Secretaria de Comunicaciones y Transportes (S. C. T.), elaboraron una norma definitoria para distinguir una alcantarilla de un puente.

### **P u e n t e:**

Estructura con longitud mayor de seis (6.0) metros, destinada a dar paso a una obra vial, sobre un curso de agua, una depresión, un brazo de mar u otra vía de comunicación.

### **A l c a n t a r i l l a :**

Estructura con longitud menor de seis (6.0) metros, que se construye para captar, conducir cruzar y alejar de la vía férrea, el agua que fluye superficialmente. En el caso de bóvedas, líneas de tubos o alcantarillas de cajón de concreto armado, son considerados como alcantarillas independientemente de su longitud.

### 2.1.- Puentes y alcantarillas provisionales.

#### **Puente o alcantarilla provisional:**

es aquella estructura constituida exclusivamente de madera en la superestructura y subestructura.

#### 2.1.1.- Madera para puentes y alcantarillas.

La madera empleada para estos tipos de estructuras esta regida en base a las especificaciones contenidas en el capitulo 7 del volumen I del manual A.R.E.A., la mas comúnmente empleada en México, resulta ser el pino; alcanzando una vida hasta de 30 años cuando su tratamiento en el secado, sazonado e impregnado se apegan a la norma de especificación.

**S e c a d o (sazonado).** La madera deberá ser sazonzada al aire para lograr su secado de manera que el porcentaje de humedad quede establecido en un rango de 15 a 25%.

#### **Im p r e g n a d o:**

El tratamiento de los durmientes sera de acuerdo al proceso lowry. El tratamiento de preservación para las maderas sera de una mezcla compuesta de 50% de creosota y 50% de petróleos.



**Medidas Reglamentarias y su Nombre:**

8" x 8" x 10'	Durmiente
10" x 10" x 10'	Durmiente
6" x 8" x 24'	Guarda-riel
14" x 14" x 14'	Cabezal para banco falso y/o hincado
8" x 17" x 30'	Larguero
4" x 12" x 20'	Tablón para guardatierra
3" x 10" x 20'	Tablón para contraventeo
12" x 12" x 20'	Solera para banco falso
12" x 12" x 16'	Solera que funciona como durmiente en armaduras Metálicas (para construir andador)

**Pilotes de Madera de Pino**

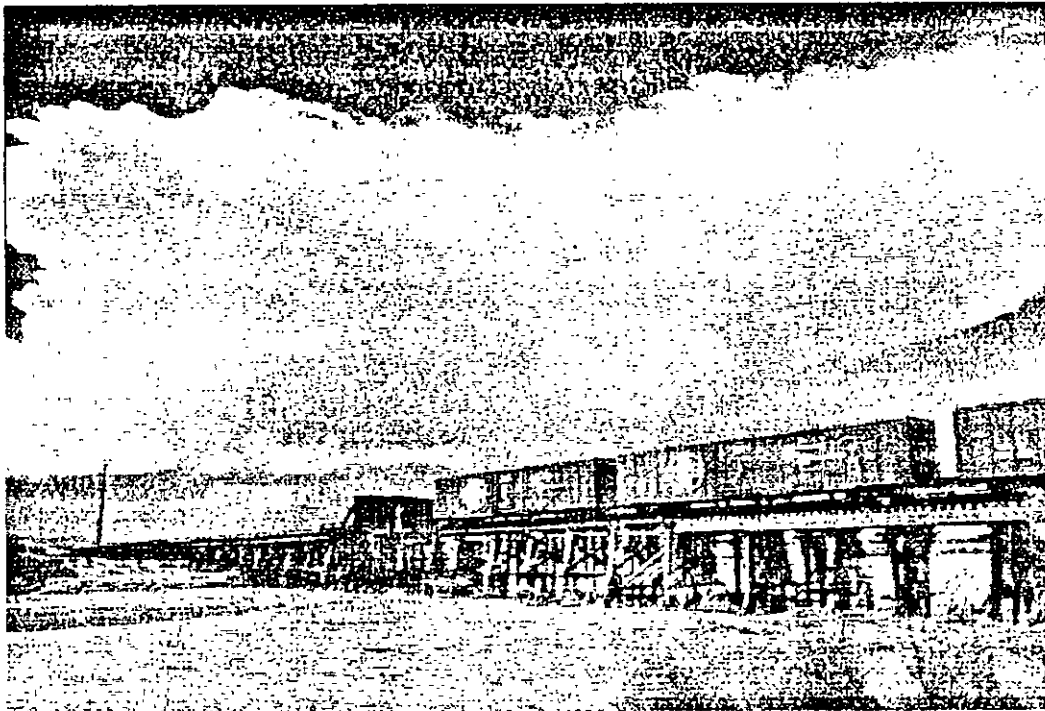
Diámetros de pilotes de madera limite de dimensiones, long. en mts. diámetro en pulgadas (y cms.).

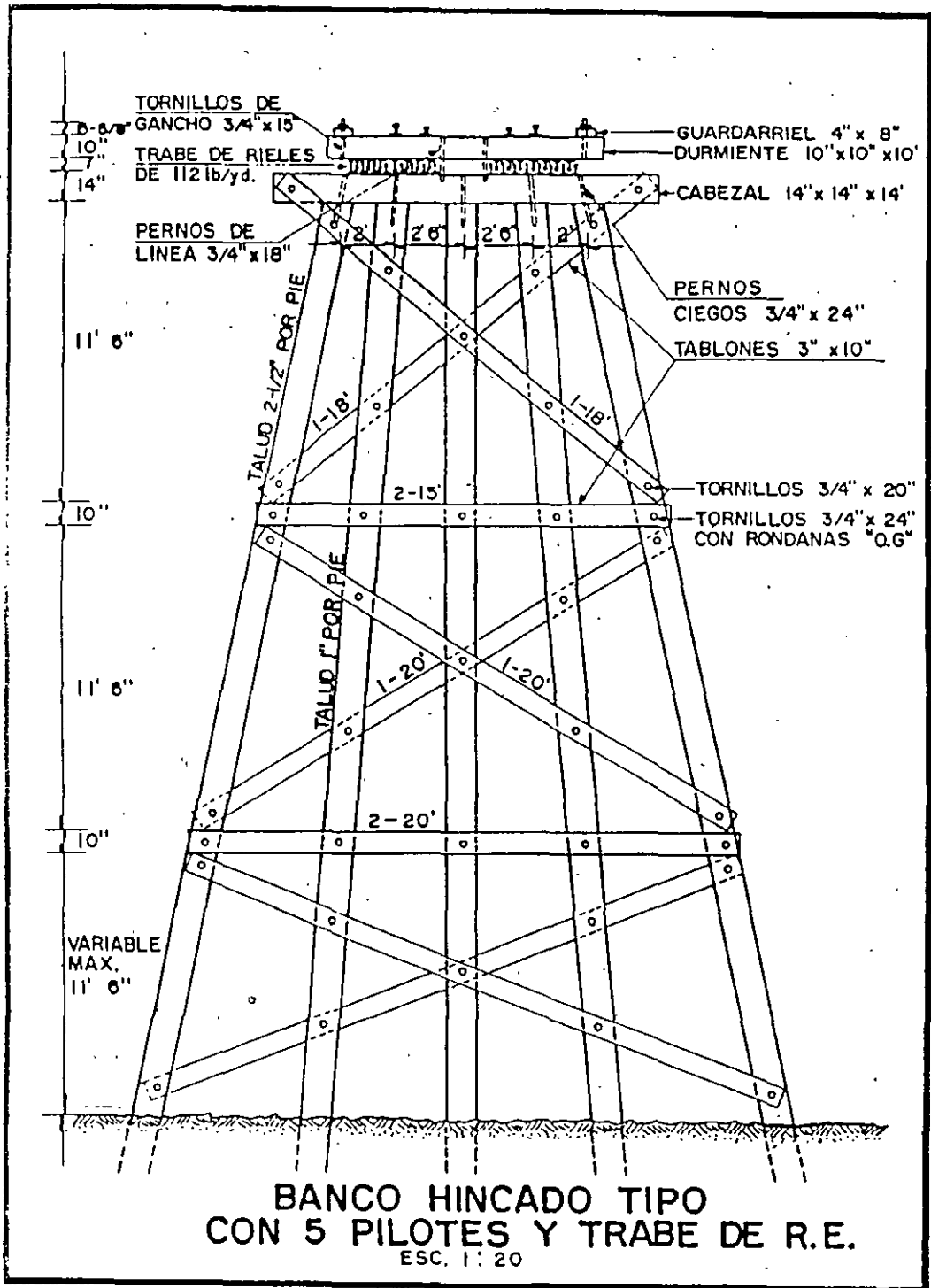
Longitud	Primera clase Diámetro a 91.4 cm. (3') de la cabeza.		Diámetro en la punta
	Mínimo	Máximo	Mínimo
Hasta de 12.19 m. (40) de 13.72 m.	35.6 cm. (14")	45.7 cm. (18")	22.9 cm. (9")
A 15.24 m. (45' a 50') 35.6 cm. (14")	35.6 cm. (14")	45.7 cm. (18")	22.9 cm. (9")
De 16.76 m. a 21.34 m. (55' a 70')	35.6 cm. (14")	45.7 cm. (18")	20.3 cm. (8")
De 22.86 m. a 27.43 m. (75' a 90')	35.6 cm. (14")	50.8 cm. (20")	17.8 cm. (7")

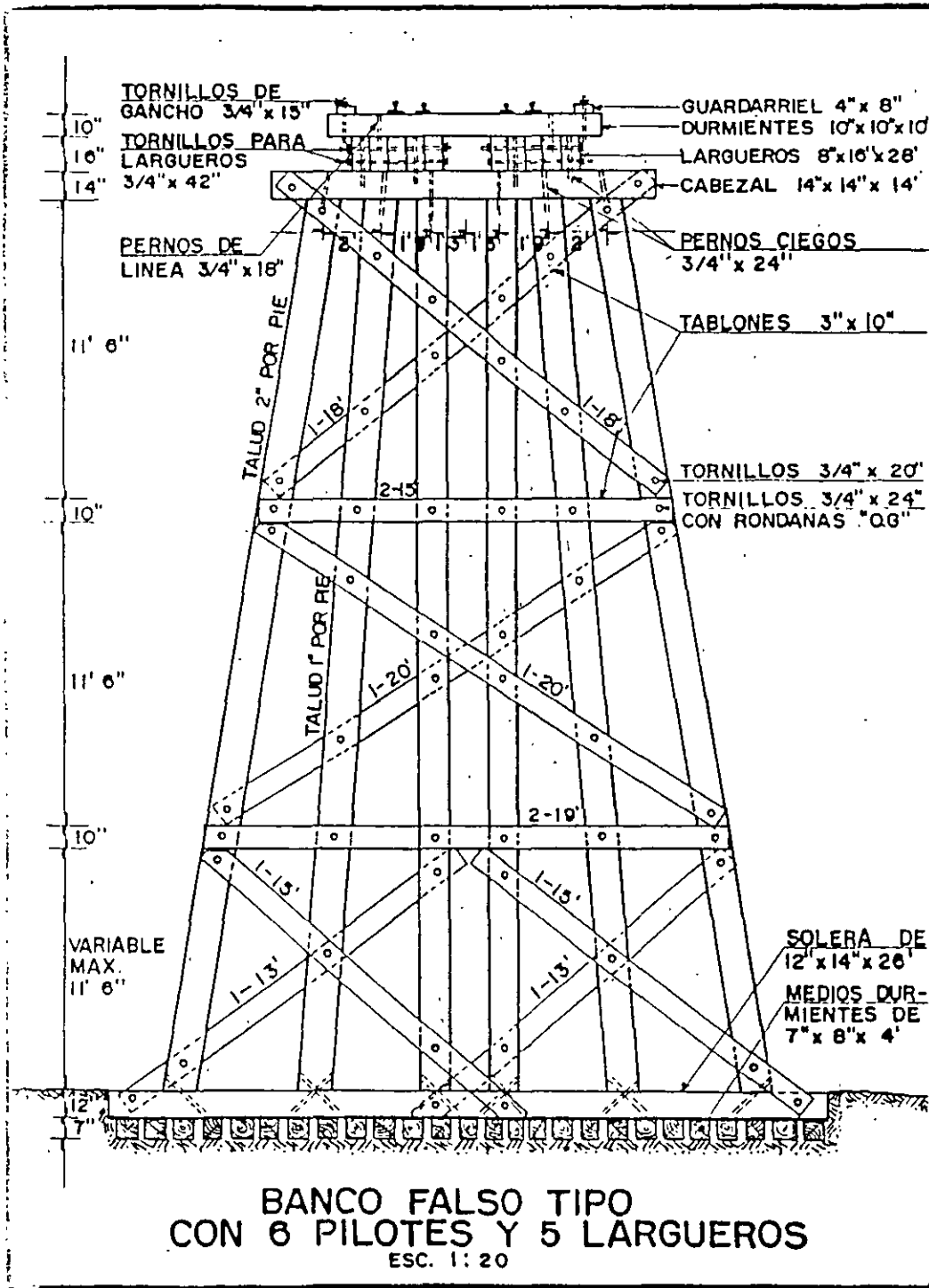


### 2.1.2.- Subestructuras:

la subestructura es el sustento principal de la obra que en puentes provisionales estará constituida por "bancos falsos" o "bancos hincados", formados por 4, 5 ó 6 pilotes de madera.

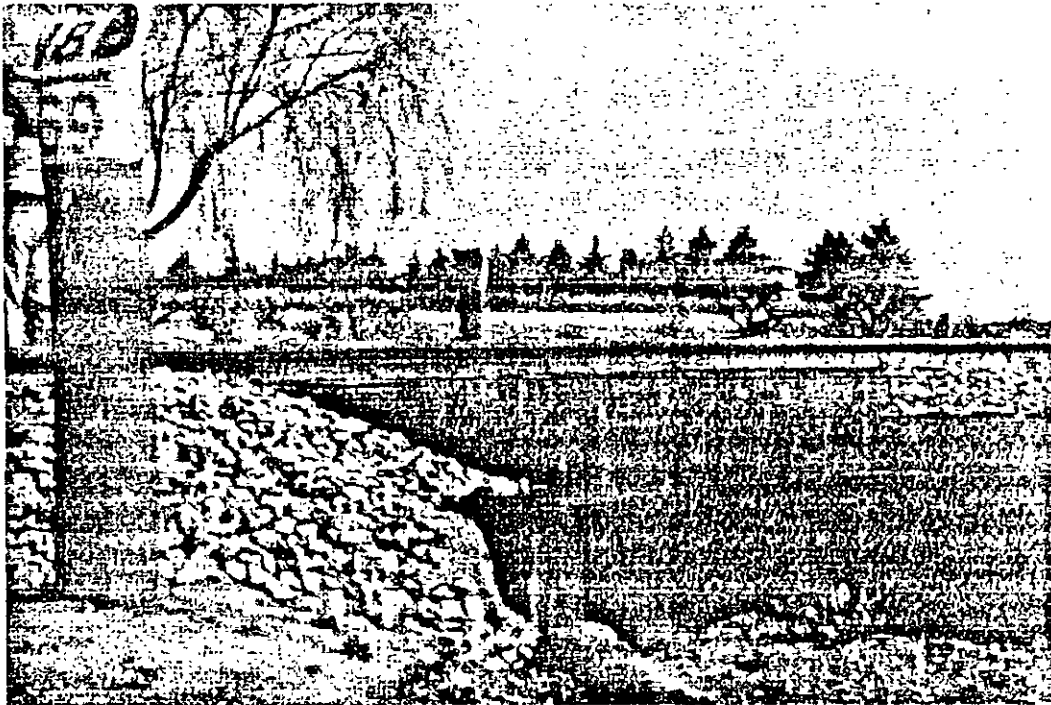






### **2.1.3.- Superestructura:**

La superestructura es la parte de la estructura que libra el claro permitiendo el tránsito del ferrocarril, esta conformada por largueros de madera.





## 2.2.- Puentes y Alcantarillas Definitivas.

De acuerdo a su permanencia son estructuras que están construidas de materiales muy diversos excepto madera.

### 2.2.1.- Subestructuras.

Como se definió anteriormente, es la parte de la estructura que da el sustento principal, construyéndose de mampostería, concreto ciclópeo, concreto armado, pilotes de concreto para formar caballetes, cilindros hincados, estribos y pilas desplantadas a superficie, etc.

### 2.2.2.- Superestructuras.

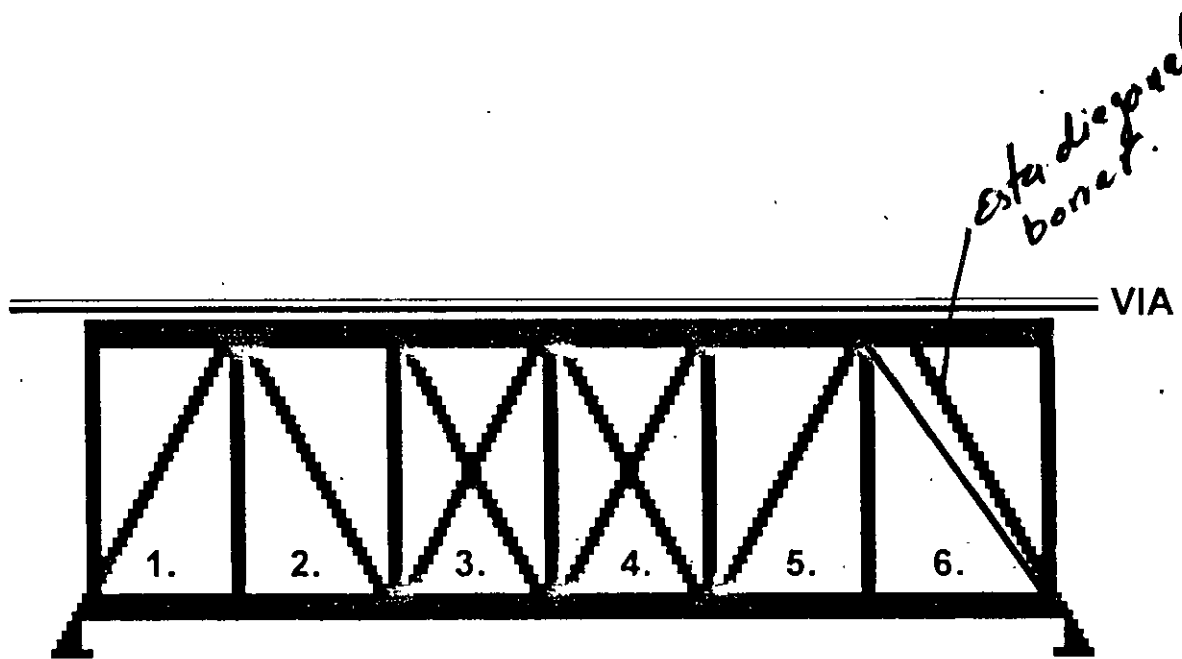
Como se definió anteriormente es la parte de la estructura que libra el claro para dar paso al tráfico de trenes.

Su construcción es de materiales también diversos, como por ejemplo: traveses de acero, traveses de concreto armado, concreto presforzado, armaduras metálicas, etc.

### Armadura Warren "Articulada o Remachada".

Formada por largueros, piezas de puentes, montantes verticales, cuerdas superiores, cuerdas inferiores, tornapuntas, diagonales. y sin contradiagonales en los tableros centrales.

(transparencias o acetato y foto escaneada)



**TRABE WARREN- PASO SUPERIOR**

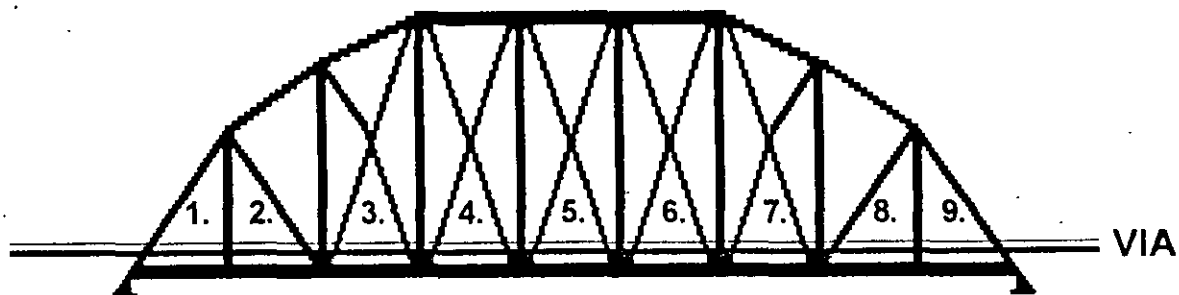
**ARTICULADA O REMACHADA 6 TABLEROS**

**(WARREN PS.- A. o R. - 6T)**

Armadura "Lomo de Camello" (Camel Back)

Articulada o remachada de 9 tableros

(acetato y foto escaneada)



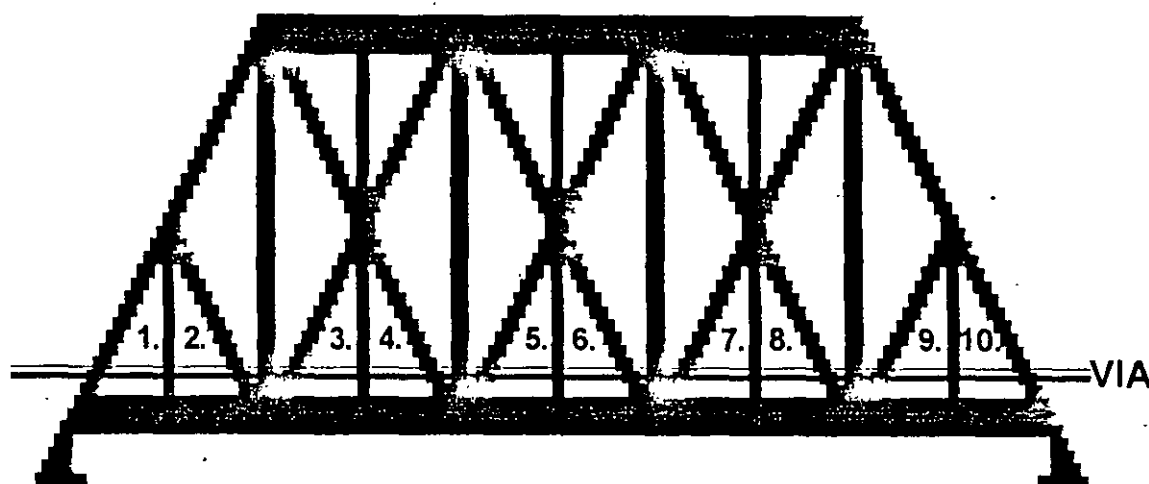
TRABE LOMO DE CAMELLO

ARTICULADA O REMACHADA 9 TABLEROS

(LOMO CAM. PI - A. o R. - 9T)

## Armadura Baltimore.

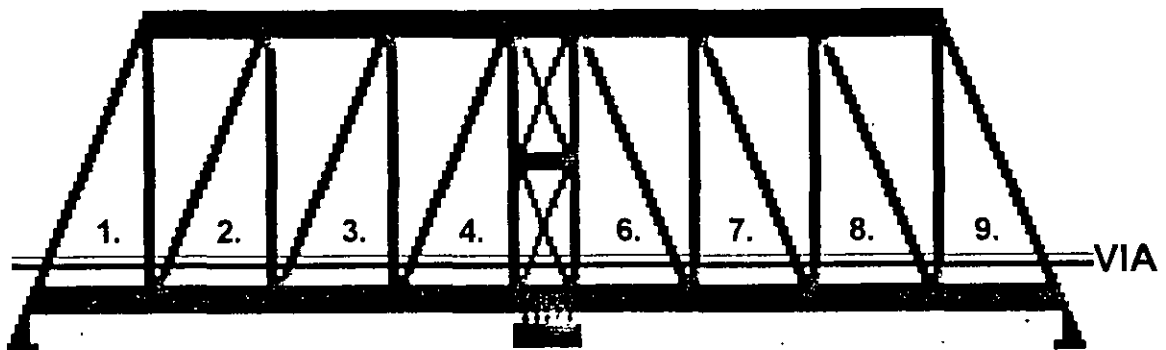
Con diagonales y contradiagonales en todo su desarrollo.



TRABE BALTIMORE  
REMACHADA 10 TABLEROS  
(PRATT - PETIT )

**Trabe Giratoria:**

Armadura sobre tres apoyos teniendo en el centro mecanismos para su giro.



**TRABE GIRATORIA PASO INFERIOR**

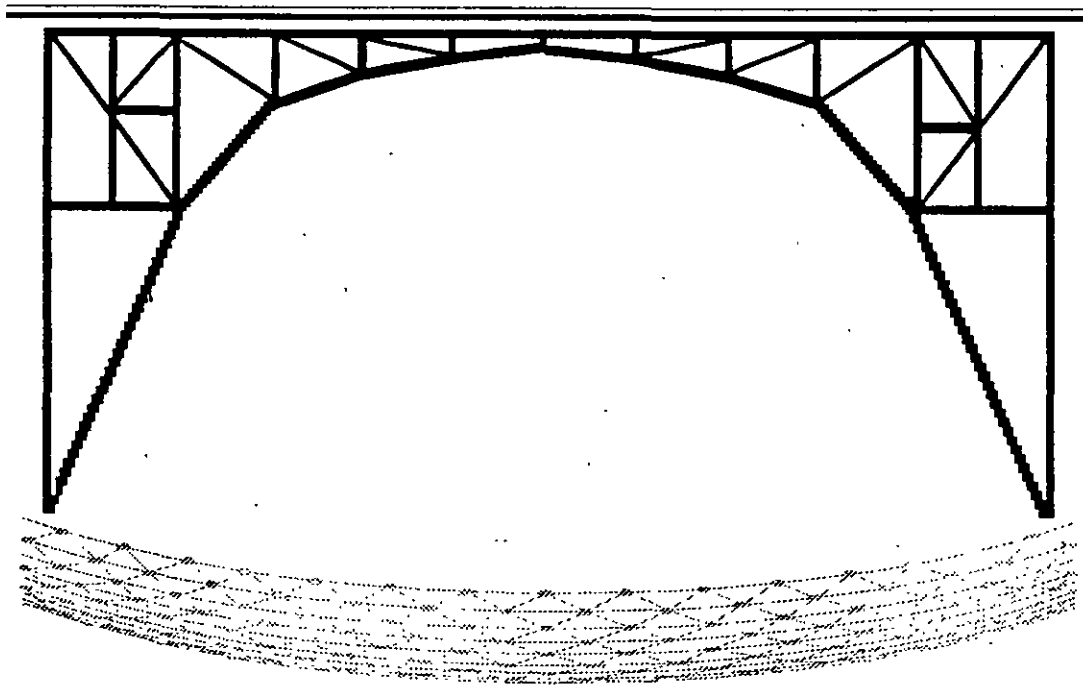
**REMACHADA 9 TABLEROS**

**(GIR.PL-9T)**



Arco Metalico de Tres Articulaciones o Rotulas

VIA



**ARCO METALICO DE CELOSIA TRES  
ARTICULACIONES O ROTULAS,  
PASO SUPERIOR**

**(ARCO MET. CEL. 3 ROT. P8 )**

## 2.4.- Obras de Arte.

Como su nombre lo dice, son obras dignas de admirarse. (Alcantarillas) construidas totalmente a mano que tuvieron su auge a fines del siglo pasado y principios del presente, perdurando en buenas condiciones estructurales algunas de ellas, en la actualidad.

El material principal que se empleo fue, la piedra labrada dándole formas variadas, utilizando un mortero a base de calida y arena fina que reaccionaban con agua, para unirlos.

Actualmente se tienen registros de varios tipos, siendo los siguientes:

### Alcantarillas Circulares



### Alcantarillas Semicirculares





### 3.- Construcción de Puentes.

En la actualidad la tecnología de la construcción de estructuras, va a la par de la imaginación del diseñador resultando un binomio de asombro cuando estética y seguridad estructura se conjugan al termino de las obras.

#### 3.1.- Métodos Constructivos en Puentes.

Los métodos empleados en Ferrocarriles Nacionales de México, para erigir puentes se pueden dividir en dos periodos muy importantes.

El primer periodo abarca de 1900 - 1960, empleándose en este periodo los métodos constructivos siguientes:

**Construcción de cilindros hincados, envueltos en cascarón de acero arriostrados por elementos metálicos entre ambos.**

**Construcción de estribos y pilas a base de sillares y mampostería desplantados a superficie.**

**Fabricación y montaje de armaduras y traves metálicas remachadas y/o articuladas.**

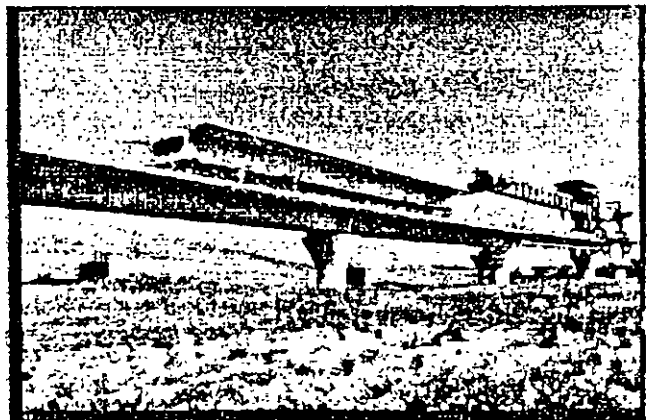
**Desplante de subestructura (pilas, estribos) sobre pilotes de madera.**

El segundo periodo abarca de 1960 a la fecha, existiendo innovaciones gracias al avance de la tecnología, asimismo, lo mas empleado en este periodo son los métodos siguientes:

**Construcción de caballetes formados por pilotes de concreto presforzado hincados con martillo de explosión interna.**

**Fabricación y montaje de traves de concreto presforzado.**

**Construcción de traves con galería, a base de cimbra deslizante.**





## **4.- Inspección de Puentes**

Por reglamento, la inspección de puentes y alcantarillas esta establecido que se efectué dos veces al año, una antes de la temporada de lluvias y otra después de las mismas, efectuada por el ingeniero de división, el sobrestante de puentes y edificios y el jefe de vía. Representando una de las reglas mas valiosas del reglamento de "conservación de vías", en que nos apoyamos para la programación de cualquier trabajo en puentes.

### **4.1.- Tipos de Inspección.**

Existen diferentes tipos de inspección, siendo las que se mencionan a continuación:

**Inspección rutinaria**

**Inspección a detalle**

**Inspección especial**

### **4.2.- Fichas de Inspección.**

Son formatos que sirven para establecer las características principales de la estructura, indicando la fecha de levantamiento o toma de datos asentando los defectos de que adolece para su reparación.

Estos formatos son los "c. de v -15" que se muestra en el acetato.

Otro formato de inspección que se emplea para una inspección detallada, es el que se muestra en el siguiente acetato.

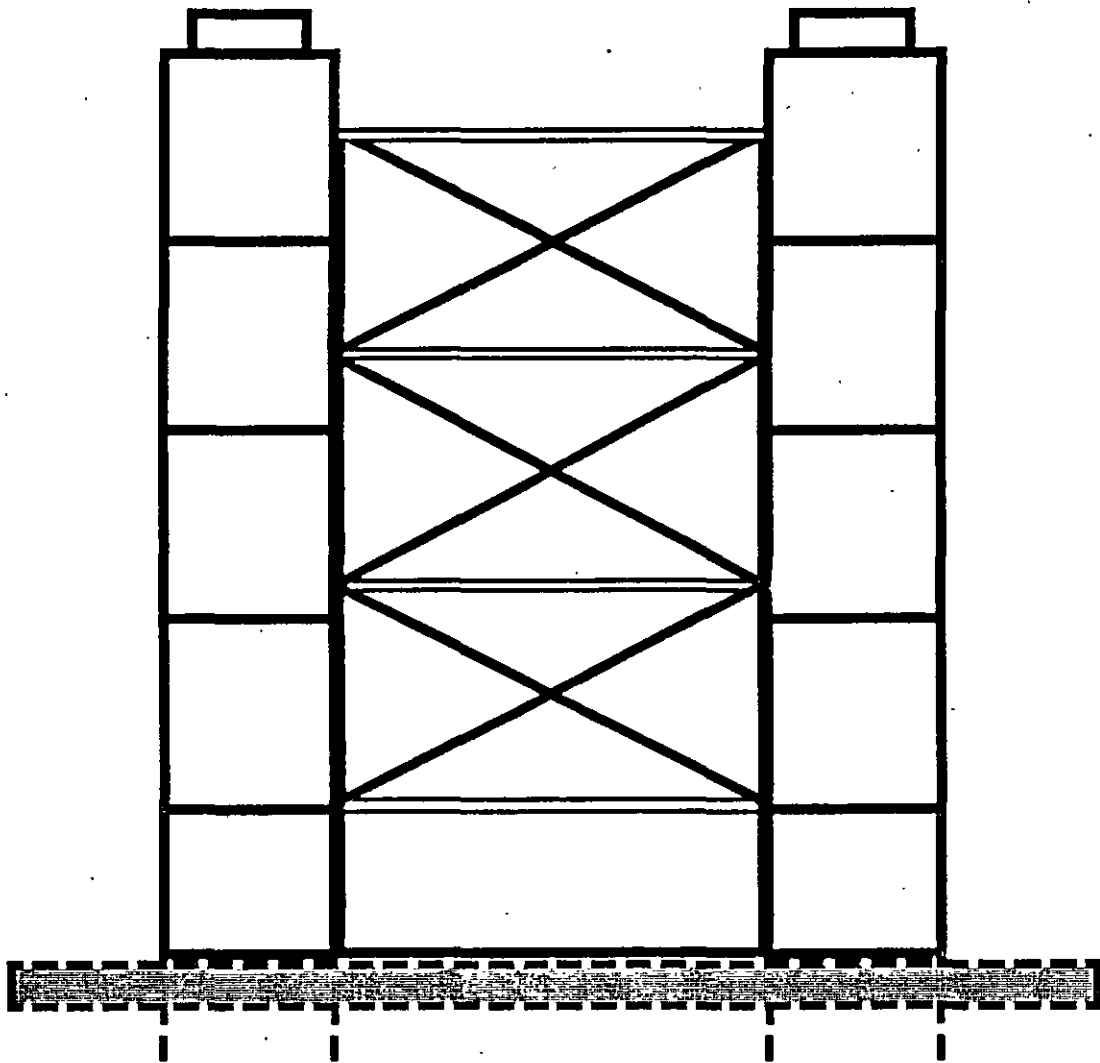
### **4.3.- Evaluación de Daños en Puentes.**

Dentro del proceso de inspección de las estructuras un paso de importancia vital es la "evaluación de daño" que sufre un puente o alcantarilla.

La experiencia y el conocimiento de como se comporta la estructura que debe tener el personal involucrado en esta área operativa, es determinante para que se eviten accidentes de consecuencias impredecibles.

Por consiguiente, el saber evaluar los daños requiere de una capacitación constante y evaluatoria al personal y técnicos que tienen a su cargo esta tarea, logrando con esto la erradicación en porcentaje mínimo el factor de riesgo en el trafico de trenes sobre nuestras estructuras.





MACHON DE CILINDROS

METALICOS

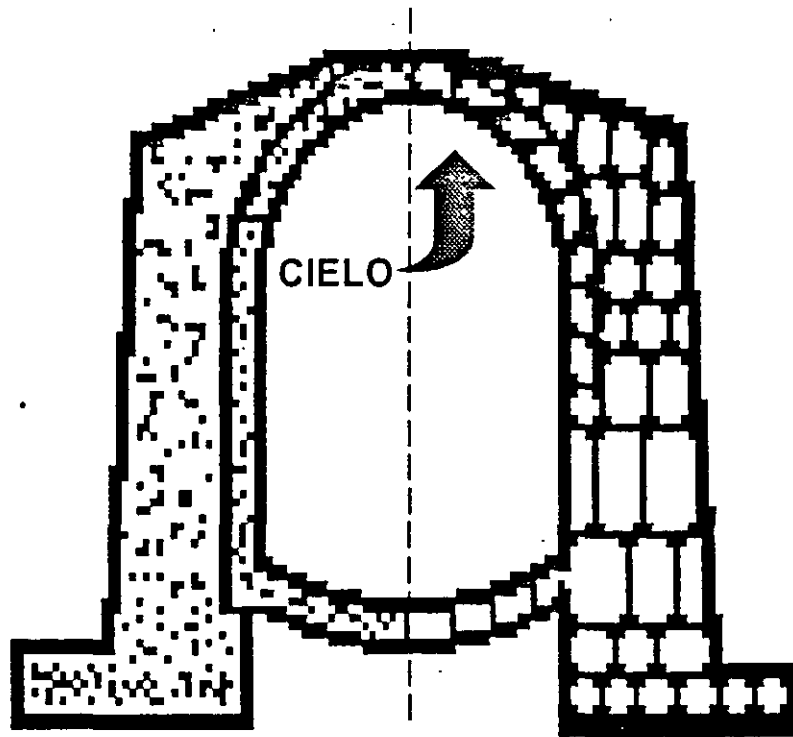
(MACHON CIL. MET.)





#### 4.4- Ordenes de Precaución.

Como se menciona en el punto anterior., el saber evaluar el daño que sufre una estructura, nos permite emitir una "orden de precaución" enviada al jefe de despachadores de trenes, en la cual se le indica la restricción en la velocidad al tráfico de trenes a la cual deben de pasar sobre la estructura, indicando la causa.

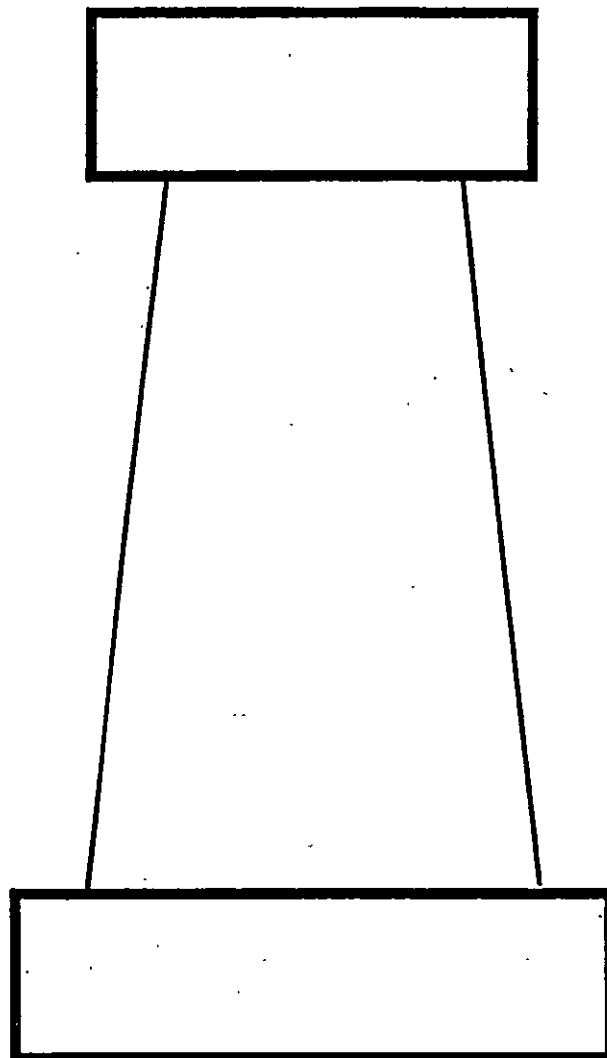


ALCANTARILLA DE BOVEDA

SEMICIRCULAR DE CONCRETO,

SILLARES LADRILLOS ETC.

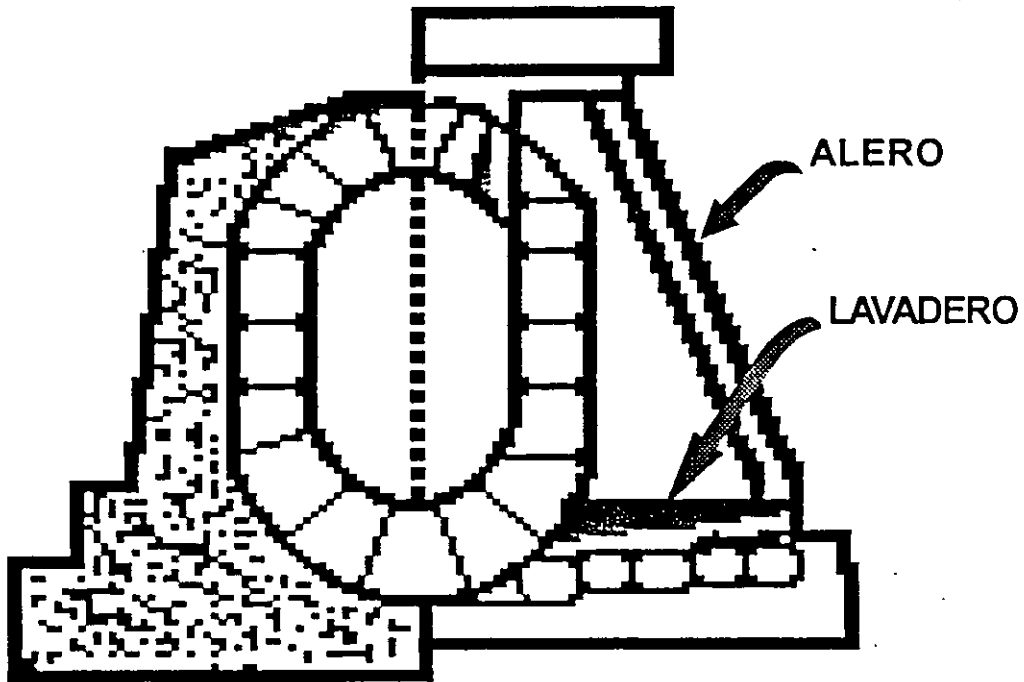
(ALC. BOV. S.C. - COCR.- PIEDRA - LADR.)



**MACHON O PILA DE CONCRETO;**

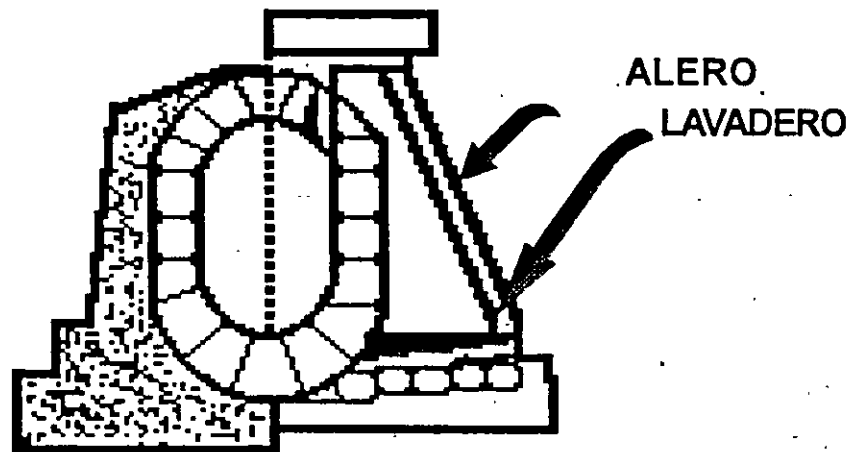
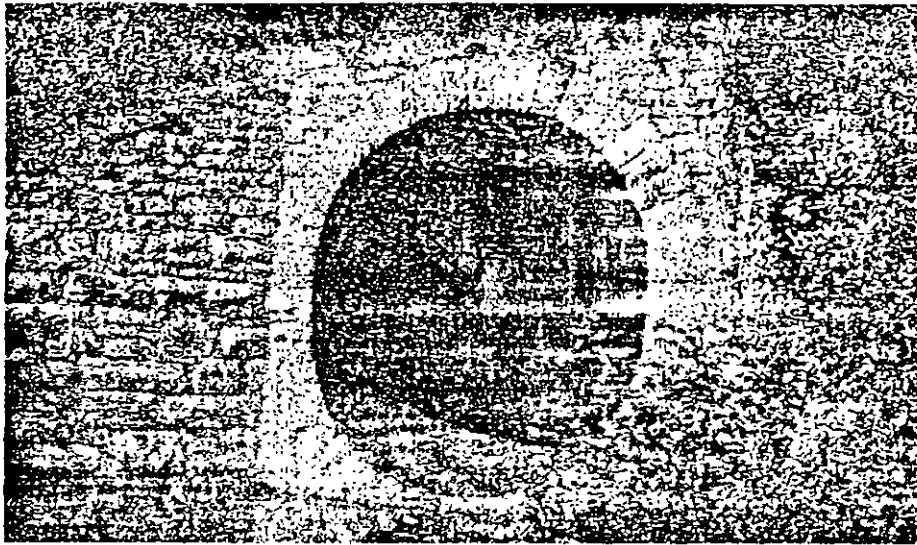
**MAMPARA**

**(MACHON CONCR. O MAMP.)**



ALCANTARILLA DE BOVEDA  
SEMICIRCULAR CON BOVEDA  
INVERTIDA DE CONCRETO,  
O PIEDRA ETC.  
(ALC. BOV. S.C. - Y BOV. INV. CONCR.)

Alcantarillas Semicirculares con Bóveda Invertida



ALCANTARILLA DE BOVEDA  
SEMICIRCULAR CON BOVEDA  
INVERTIDA DE CONCRETO,  
O PIEDRA ETC.

(ALC. BOV. S.C. - Y BOV. INV. CONCR.)



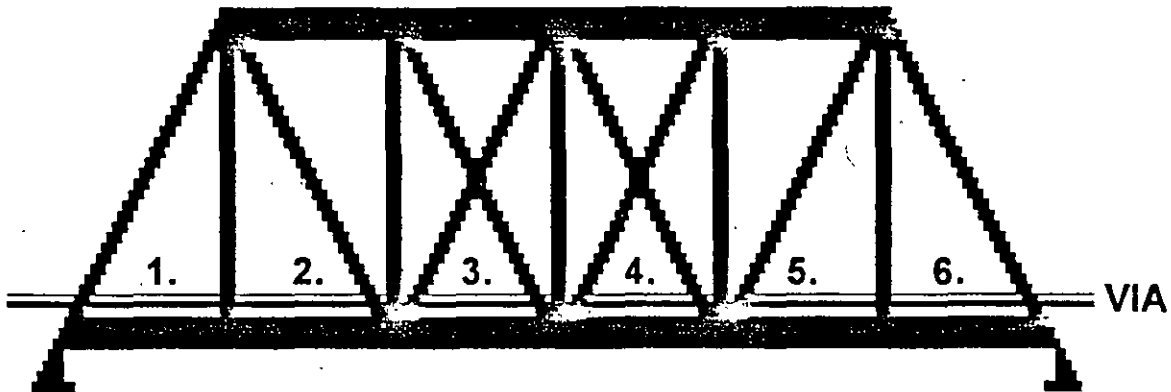


### 2.3.- Armaduras metálicas

Son estructuras metálicas de configuración variadas que depende de la longitud del claro a salvar.

#### Tipos de armaduras:

Armadura Pratt "articulada" o "remachada": formada por largueros, montantes verticales, cuerdas superiores, cuerdas inferiores tomapuntas, diagonales y contradiagonales en los tableros centrales.



TRABE PRATT- PASO INFERIOR

ARTICULADA O REMACHADA 6 TABLEROS

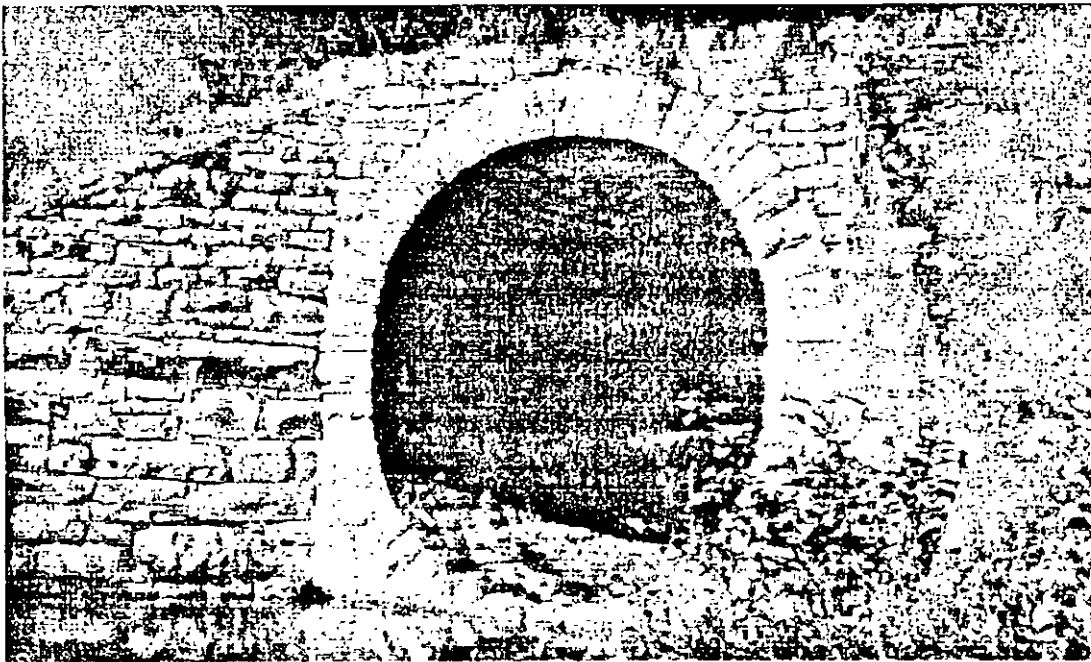
(PRATT PL.- A. o R. - 6T)



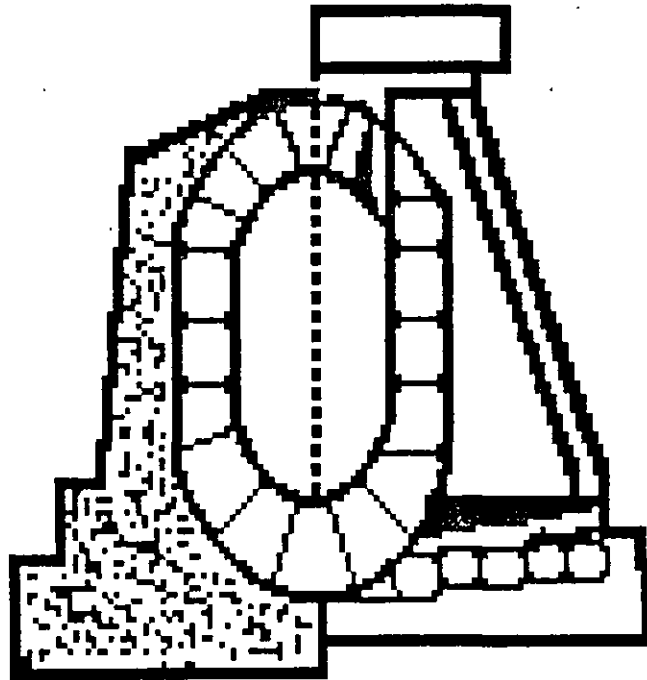


BRINCHIL  
hola

Alcantarillas Semicirculares con Bóveda Invertida



CAMBIA R



ALCANTARILLA DE BOVEDA  
SEMICIRCULAR CON BOVEDA  
INVERTIDA DE CONCRETO,  
O PIEDRA ETC.  
(ALC. BOV. S.C. - Y BOV. INV. CONCR.)



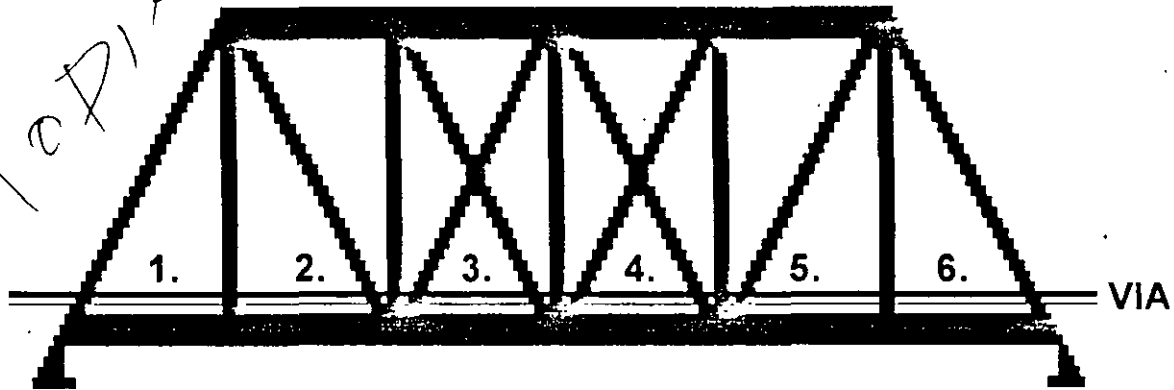
### 2.3.- Armaduras metálicas

Son estructuras metálicas de configuración variadas que depende de la longitud del claro a salvar.

#### Tipos de armaduras:

Armatura Pratt "articulada" o "remachada": formada por largueros, montantes verticales, cuerdas superiores, cuerdas inferiores tomapuntas, diagonales y contradiagonales en los tableros centrales.

*Modificación VIA*



TRABE PRATT- PASO INFERIOR

ARTICULADA O REMACHADA 6 TABLEROS

(PRATT PL.- A. o R. - 6T)



DAÑOS EN LOS PUENTES

POR AGENTES NATURALES

POR CARGAS

32

AGENTES  
NATURALES

Y

AUMENTO  
DE CARGAS



SON INELUDIBLES



SE

REQUIERE

CONSERVACION

**PROBLEMA MUNDIAL DE CONSERVACION**

**DE LA INFRAESTRUCTURA**

**DURABILIDAD DE MATERIALES**

## REZAGO DE LA CONSERVACION POR

- CRISIS ECONOMICA.
- PREFERENCIA A LAS TERRACERIAS Y PAVIMENTOS.
- IMPOPULARIDAD DE LA CONSERVACION.
- CARENCIA DE CULTURA DE LA CONSERVACION.



## **IMPORTANCIA DE LOS PUENTES**

- **COSTO UNITARIO**
- **DIFICULTAD DE REPOSICION**
- **PERDIDAS DE OPERACION**
- **IMPACTO SOCIAL**

# SISTEMA DE ADMINISTRACION DE PUENTES

CONJUNTO DE ORGANIZACIONES ADMINISTRATIVAS Y  
TECNICAS REGIDAS POR NORMAS Y PROCEDIMIENTOS  
PARA PROYECTAR, REALIZAR Y SUPERVISAR LAS  
TAREAS DE ATENCION A LOS PUENTES DESDE SU  
PUESTA EN SERVICIO.

# OBJETIVOS

- GARANTIZAR LA SEGURIDAD DE LOS USUARIOS.
- GARANTIZAR LA CONTINUIDAD Y CALIDAD DEL SERVICIO.
- PROTEGER LA INVERSION PATRIMONIAL.
- DEFINIR LOS RECURSOS NECESARIOS.
- OPTIMIZAR LA APLICACION DE LOS RECURSOS DISPONIBLES.

**INVENTARIO**

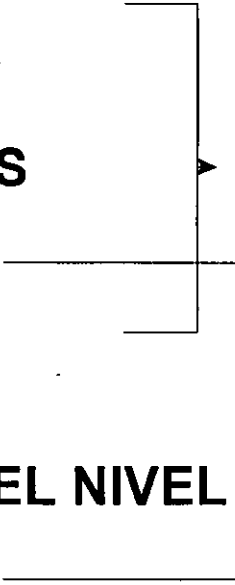
**INSPECCIONES**

**EVALUACION**

**DEFINICION DEL NIVEL  
DE ATENCION**

**CAMPO**

**OFICINAS**



36

37

TAREAS DE CAMPO



INVENTARIO

INSPECCIONES

EVALUACIONES

# INVENTARIO

NOMBRE

UBICACION

DIMENSIONES

TIPOS ESTRUCTURALES

FECHA DE CONSTRUCCION

ENTIDAD CONSTRUCTORA

38

39

**INSPECCIONES**



**PRELIMINAR**

**PRINCIPAL**

**ESPECIAL**

# **INSPECCION PRELIMINAR**

**PERSONAL NO ESPECIALIZADO**

**PERSONAL TECNICO CAPACITADO**

**ANUAL**

**VISUAL**

**OBJETIVO: DETECTAR Y EVALUAR DAÑOS**



# CALIFICACION PRELIMINAR

- A. PUENTES QUE REQUIEREN ATENCION INMEDIATA.
- B. PUENTES QUE REQUIEREN ATENCION A MEDIANO PLAZO.
- C. PUENTES QUE REQUIEREN MANTENIMIENTO RUTINARIO.

117

# INSPECCION PRINCIPAL

PERSONAL ESPECIALIZADO

ANUAL

EQUIPO PARA ACCESO Y MEDICION DEL COMPORTAMIENTO

OBJETIVO: RATIFICAR CALIFICACION PRELIMINAR

42

# INSPECCION ESPECIAL

CUANDO SE REQUIERA

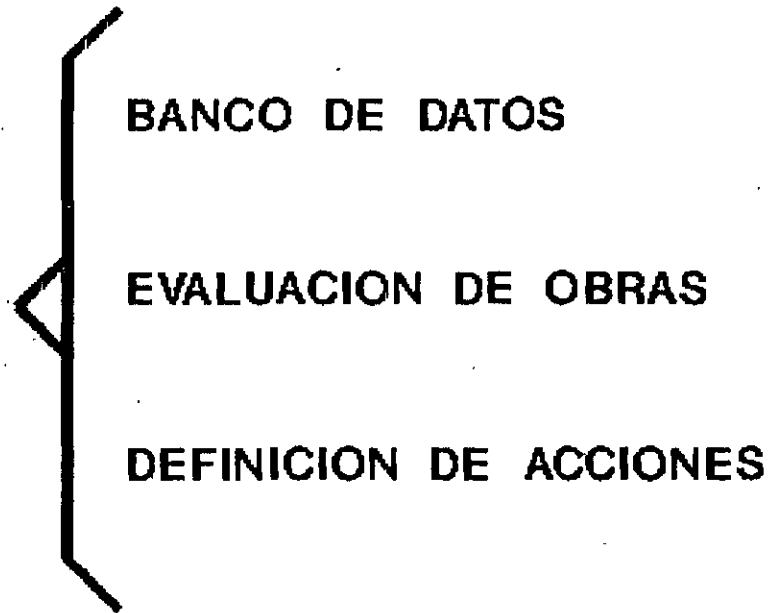
PERSONAL ALTAMENTE ESPECIALIZADO

EQUIPO SOFISTICADO

EMPRESAS CONTRATADAS

OBJETIVO: RECABAR DATOS PARA PROYECTO

hh  
TAREAS  
CENTRALIZADAS



# BANCO DE DATOS

ESTUDIOS PREVIOS

CALCULOS Y PLANOS

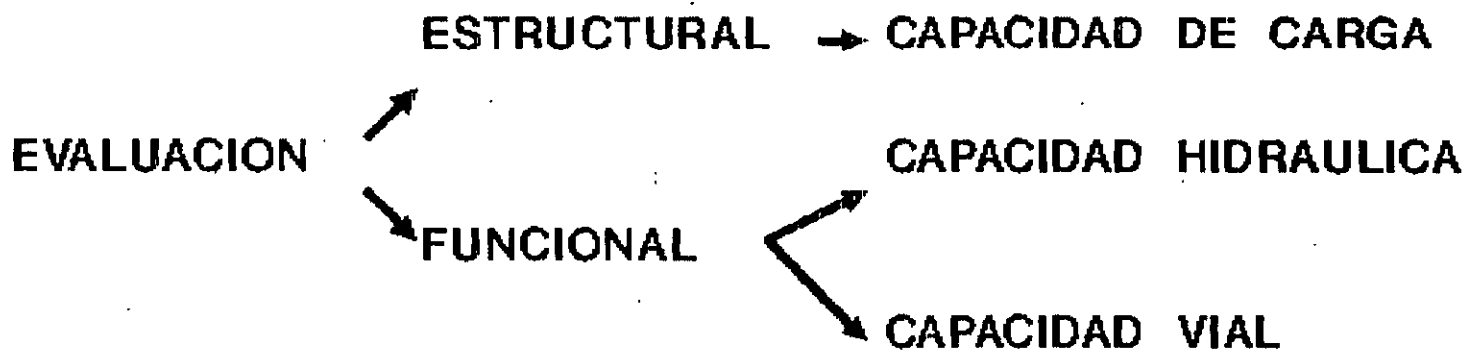
DATOS DE CONSTRUCCION

REPORTES DE ACCIDENTES

DATOS SOBRE REPARACIONES

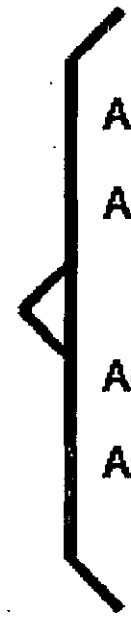
COSTOS

4/7



47

ACCIONES



ACCION 0

ACCIONES NORMATIVAS-LIMITACION DE USO

ACCIONES PREVENTIVAS-MONITOREO

ACCIONES EJECUTIVAS-OBRAS

# ACCIONES EJECUTIVAS

## NIVELES DE ATENCION

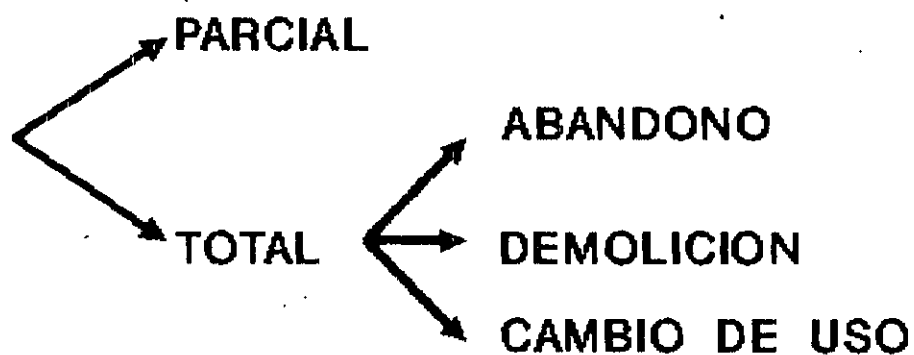
1. MANTENIMIENTO

2. CONSERVACION

3. REPARACION

4. MODERNIZACION

5. SUBSTITUCION



47



**DEFINICION DE ACCIONES  
BASADA EN**

**CRITERIOS DE PRIORIZACION**

**ANALISIS ECONOMICO**

# SISTEMA DE COMPUTO

HERRAMIENTA DE APOYO DENTRO DEL SISTEMA  
DE ADMINISTRACION DE LA CONSERVACION.

# DAÑOS IMPORTANTES MAS COMUNES

SOCAVACION

GRIETAS Y ASENTAMIENTOS EN SUBESTRUCTURAS

DAÑOS EN DISPOSITIVOS DE APOYO

GRIETAS EN LA SUPERESTRUCTURA

FLECHAS Y VIBRACIONES

GOLPES

DAÑOS EN JUNTAS DE DILATACION

VEGETACION Y BASURA



**SUBSECRETARIA DE INFRAESTRUCTURA**

**DIRECCION GENERAL DE SERVICIOS TECNICOS**

52  
**SITUACION GENERAL DE LOS PUENTES EN MEXICO**

**1996**

**RED FEDERAL: 40,000 KM**

**6312 PUENTES**

**214.6 KM DE LONGITUD**

$\$40,000/m = \frac{40 M/km}{250}$   
 $10,000 M\$/$   
 $2\%$   
 $200 M\$/$   
 $año$   
 $500 M \$/$   
 $año$

**INVERSIONES EN RECONSTRUCCION**

**1994 64.6 MDP**

**1995 64.2 MDP**

**1996 117.4 MDP**

**1997 147.1 MDP**

UAI  
65  
100  
130  
160

**PESOS CORRIENTES**

51  
3

**RED DE AUTOPISTAS CONCESIONADAS**

**PUENTES: 2265**

**( EN 48 AUTOPISTAS )**

**RED DE CAPUFE**

**800 PUENTES**

**RED DE VIAS FERREAS**

**10,812 PUENTES**

**25,120 ALCANTARILLAS**

**RED DE CARRETERAS ESTATALES**

**PUENTES: 6000 ( ? )**

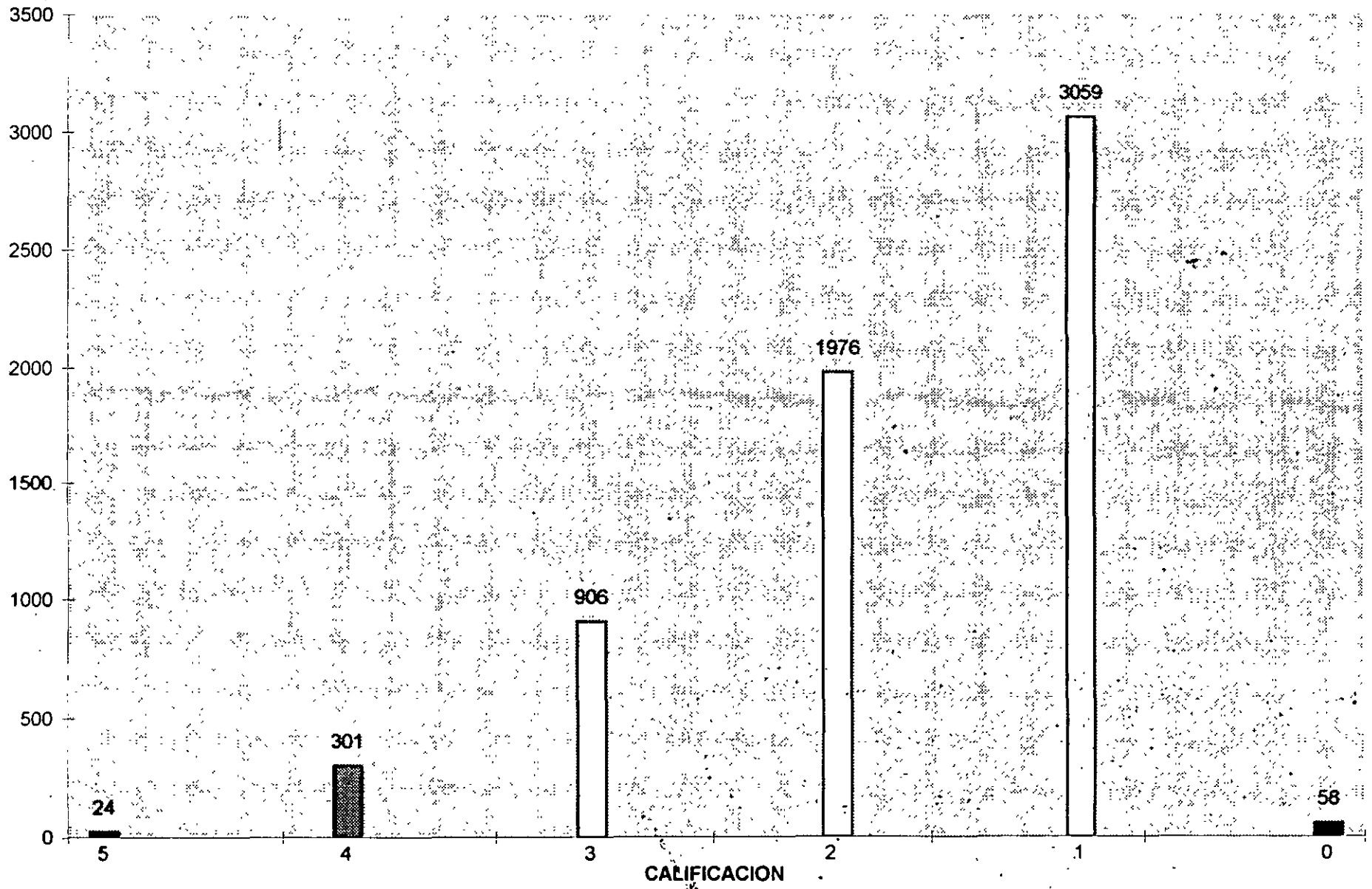
**RED DE CAMINOS RURALES**

**PUENTES: 4000 ( ? )**

56

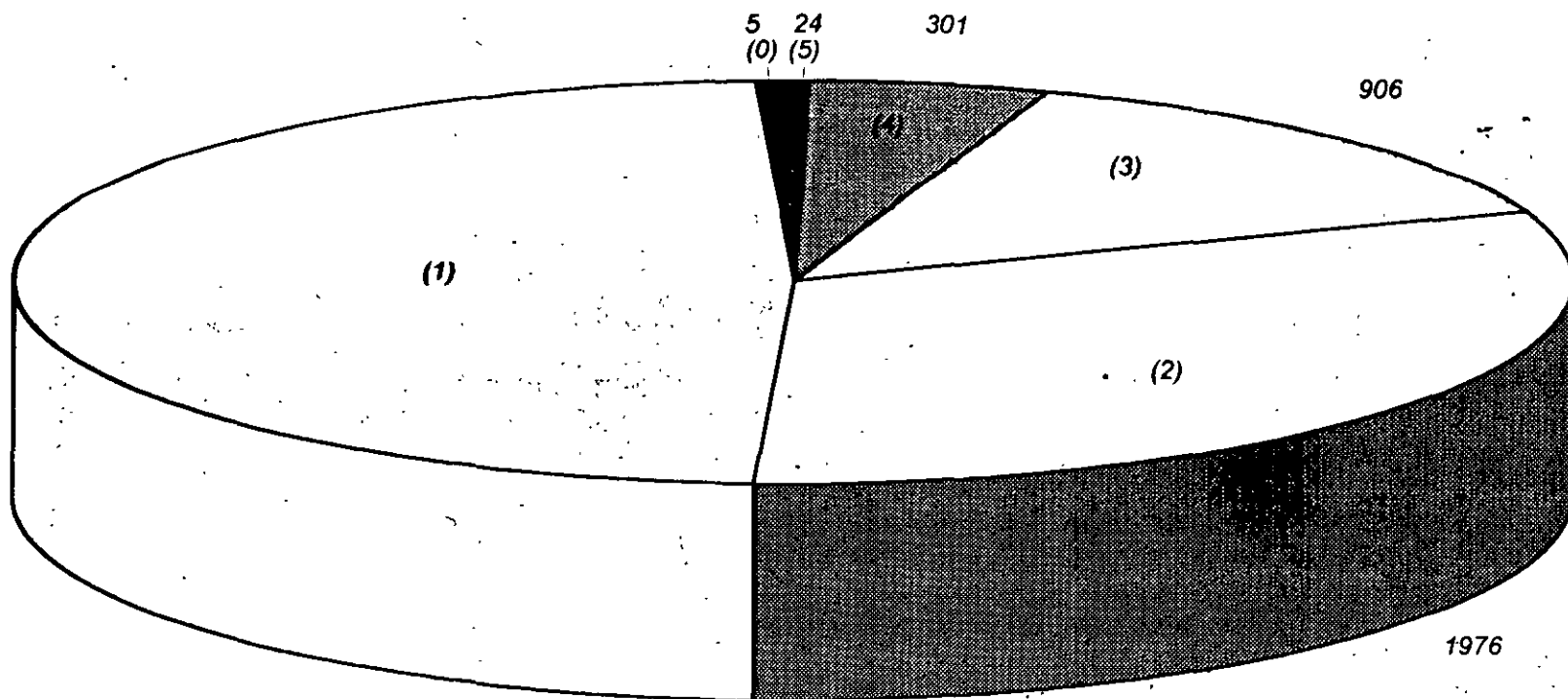


# PUENTES DE LA RED FEDERAL CALIFICACION SEGUN SIPUMEX



57

# PUENTES DE LA RED FEDERAL CALIFICACION SEGUN SIPUMEX



58



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.  
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

**CURSOS INSTITUCIONALES**

**INSPECCIÓN MANTENIMIENTO Y REHABILITACIÓN DE  
PUENTES**

Del 27 de octubre al 7 de noviembre de 1997.

*Conservación de Puentes en Autopistas Concesionadas*

Palacio de Minería  
199

# **UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO**

**FACULTAD DE INGENIERIA  
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

**CURSO DE CAPACITACION  
INSPECCION, MANTENIMIENTO Y REHABILITACION DE PUENTES**

## **CONSERVACIÓN DE PUENTES EN AUTOPISTAS CONCESIONADAS**

***ANTECEDENTES DEL PROGRAMA NACIONAL DE AUTOPISTAS Y PUENTES  
CONCESIONADOS:***

### ***CONTEXTO ECONOMICO***

#### ***La crisis de los ochenta***

A mediados de la década de los setenta, México empezó a experimentar una importante disminución de su actividad económica por el agotamiento de sus estrategias económicas ante las crecientes demandas sociales y los profundos cambios en el entorno económico mundial. El déficit fiscal, aunado a importantes cuellos de botella en infraestructura, ocasionó que durante 1976 la inflación alcanzara un récord del 30 por ciento y la moneda se devaluara, por primera vez en 22 años, en más del 50 por ciento.

En respuesta, en 1977 el Gobierno Mexicano instrumentó un programa de austeridad y durante este mismo año fueron descubiertos importantes campos petroleros.

Ante esta nueva situación, el Gobierno Federal intentó acelerar sus procesos de desarrollo para satisfacer las demandas de la creciente población. Dado que la economía continuaba cerrada al exterior, y la inversión privada estaba retraída, el Gobierno multiplicó su presencia en los procesos productivos.

Así, hacia fines de 1982, el Gobierno era dueño mayoritario de más de mil empresas y el gasto público había pasado del 15 por ciento del PIB en 1976, al 30 por ciento en 1982 y experimentaba niveles de déficit presupuestal superiores al 5 por ciento del PIB.

Entre 1976 y 1982 la balanza comercial se deterioró substancialmente. El déficit en cuenta corriente se financió a través de exportaciones petroleras y créditos internos y externos. La magnitud del problema llevó a una deuda externa del

sector público de 60 mil millones de dólares y a una deuda interna de 27 mil millones de dólares en 1982.

El panorama económico de México se deterioró, y a finales de 1982 el país anunció que no era capaz de servir los intereses de la deuda externa, con lo que se inició la crisis económica de la década pasada, parte de cuya secuela fue un círculo vicioso de inflación, devaluación y estancamiento que asoló a México durante la primera parte de esa década.

La falta de recursos financieros para apoyar el crecimiento ocasionó depresión económica y falta de inversión, tanto en infraestructura como en nuevos proyectos, dentro de los sectores público y privado.

En 1985, el Gobierno Mexicano planteó una nueva estrategia de desarrollo. Se buscaba resolver problemas macroeconómicos apoyándose, entre otros factores, en la apertura comercial.

#### ***El cambio estructural de finales de los ochenta***

Los cambios instituidos desde mediados de la década pasada buscaban revertir la tendencia negativa de la economía y sentar las bases para conformar una nueva estrategia económica de desarrollo y lograr con esto un crecimiento sano y sostenido. Estos cambios pueden agruparse en cuatro áreas:

- ★ Saneamiento de las finanzas públicas
- ★ Marco económico de apertura
- ★ Privatización de empresas no estratégicas
- ★ Desregulación de sectores clave.

#### ***Saneamiento de las finanzas públicas***

El panorama económico de mediados de los ochenta ofrecía una perspectiva de estancamiento, inflación y devaluación que imposibilitaba que México recuperara el crecimiento económico indispensable para enfrentar las expectativas de un buen nivel de vida de sectores cada vez más numerosos de la población.

Ante la necesidad de crecer, el gobierno se encontraba con que carecía de los recursos de inversión necesarios para enfrentar, por sí solo, la tarea de revitalizar

la economía. En consecuencia, decidió transformar la estrategia económica prevaleciente para abrir espacios a la inversión privada, nacional y extranjera, que vendría a complementar los esfuerzos del sector público. Un elemento fundamental consistió en estabilizar la economía nacional a través del saneamiento de las finanzas públicas, abrirla hacia el exterior e iniciar la negociación de tratos comerciales orientados a estimular las exportaciones de México.

Esta estrategia económica del Gobierno de la República reconoció la importancia de eliminar riesgos y dar certidumbre a los inversionistas para facilitar el flujo de inversiones hacia México. En consecuencia, implantó medidas para estimular el desarrollo de proyectos de inversión con recursos privados

### ***Participación del sector privado en el desarrollo de infraestructura en México***

La participación del sector privado en los proyectos de infraestructura en México se considera clave para continuar impulsando la actividad económica ya que la infraestructura juega un papel central como sustento y elemento promotor del desarrollo económico. Esta se comporta de la misma forma que las inversiones de capital en una empresa privada: la existencia de una infraestructura suficiente es indispensable para que puedan darse los proyectos que propician mayor productividad y eficiencia. En consecuencia, cuando un país invierte en infraestructura básica, el desarrollo que adquiere, medido en términos del PIB per capita, se incrementa más que proporcionalmente que las inversiones realizadas.

Es importante señalar que la infraestructura *-per se-* no necesariamente promueve la generación de riqueza, aunque se convierte en un elemento catalizador, cuyo impacto corresponde a la voluntad de realizar inversiones en activos productivos.

Los nuevos países industrializados presentan un claro ejemplo de cómo una anticipación adecuada de inversiones en infraestructura ha sido clave para la promoción del desarrollo económico.

El PIB per capita de México en 1991 representó cerca del 68 por ciento del que contaba Corea, casi el 50 por ciento de Taiwan, 30 por ciento de España y 16 por ciento del que había logrado Estados Unidos de América. La comparación de los niveles de infraestructura de México con las de estos países refleja diferencias más amplias, lo que indica el potencial de desarrollo de la infraestructura de México

En carreteras, en términos de longitud de la red carretera nacional en relación a la superficie del país, México tiene el 21 por ciento de las de Taiwan y Corea y 18 por ciento de las de España y Estados Unidos de América.

En virtud de la situación prevaleciente en nuestro país antes comentada y con el fin de impulsar el desarrollo de nuestra infraestructura carretera, en 1989 el Gobierno de la República tomó la decisión de crear el siguiente programa:

**PROGRAMA NACIONAL DE AUTOPISTAS Y PUENTES CONCESIONADOS**

México desarrolló el programa de mayor magnitud a nivel mundial en construcción de autopistas concesionadas al sector privado. A partir de 1989 se han construido y puesto en operación 4,561.503 kilómetros de nuevas autopistas de alta especificación de cuatro carriles además de 4 puentes internacionales y 1 puente nacional y se espera que próximamente se termine la construcción de 154 kilómetros.

Para la construcción de estos 4,561.503 kilómetros y cinco puentes se han realizaron inversiones cercanas a los 15 mil millones de dólares, con la aportación del 90 por ciento de los recursos totales a cargo del sector privado. Gracias a este ambicioso programa lograron construir más de 750 kilómetros por año y se espera que para el año 2000 se cuente con la red de altas especificaciones que se muestra en la siguiente figura:



El Gobierno de la República otorga a particulares, por medio de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT), la concesión para construir, explotar, operar y conservar autopistas de cuota con plazos no mayores de 30 años prorrogables por el plazo original. La SCT define el proyecto y las normas de construcción, y además supervisa su construcción, operación y mantenimiento

El esquema utilizado consistió en otorgar las concesiones a quien ofreciera el menor plazo de concesión.

La concesión es el acto administrativo discrecional por medio del cual la autoridad faculta a un particular para establecer y explotar un servicio público o para utilizar bienes del estado dentro de los límites y condiciones que la ley marca.

En el título de concesión se establecen diversas cláusulas de entre las cuales se mencionan las siguientes:

- ⊛ "La Secretaría podrá realizar en cualquier tiempo inspecciones a las instalaciones afectas a la explotación de la carretera o puente, a efecto de verificar sus condiciones físicas y estado de conservación ..."
- ⊛ "La Concesionaria estará obligada a conservar la carretera o puente y sus partes integrantes en condiciones que permitan un tránsito fluido y seguro, atendiendo al programa de conservación que se anexa al presente título."

Es en el marco de la supervisión de la operación y conservación y ante la necesidad de mantener la rectoría y normatividad de la SCT en las 52 autopistas y 7 puentes concesionados, que se crea en 1994 el "Grupo de Seguimiento y Supervisión de Autopistas Concesionadas", en apoyo al desarrollo de las actividades indicadas en el reglamento interno de la Secretaría adjudicadas a la Dirección General de Servicios Técnicos, en el ámbito de las concesiones.

El mencionado Grupo ha evolucionado y a la fecha esta constituido en la Unidad de Autopistas de Cuota cuya creación fue decretada en el diario oficial de fecha 29 de octubre de 1996 con las siguientes funciones plasmadas en el reglamento interior de la SCT en su artículo 32 bis:

**Art. 32 Bis.** Corresponde a la Unidad de Autopistas de Cuota:

- I. Tramitar el otorgamiento de permisos y autorizaciones para la construcción de accesos, cruzamientos e instalaciones marginales en el derecho de vía de las carreteras de cuota; para la instalación de anuncios y señales publicitarias; para la construcción, modificación o ampliación de las obras en el derecho de vía, así como para la instalación de líneas de transmisión eléctrica, postes, cercas, ductos de transmisión de productos de petróleo o cualquier otra obra subterránea,



superficial o aérea, en los caminos de cuota que pudieran dificultar su operación;

**II.** Supervisar el Cumplimiento de las obligaciones que las leyes, reglamentos, títulos de concesión o permisos respectivos impongan a los concesionarios o permisionarios de caminos y puentes federales o sus obras auxiliares, y tramitar en su caso, los procedimientos de revocación, **rescate**, requisa, terminación o suspensión;

**III.** Verificar el estado financiero de las empresas concesionarias de caminos y puentes en los términos establecidos en el título de concesión.

**IV.** Emitir disposiciones operativas para la adecuada utilización de los caminos y puentes concesionados; opinar sobre la interpretación de las leyes aplicables, sin perjuicio de las facultades que sobre el particular tiene la Dirección General de Asuntos Jurídicos, e intervenir, en los términos señalados en aquéllas, en la elaboración de sus reglamentos.

**V.** Llevar los registros del movimiento de vehículos en los caminos y puentes de cuota y efectuar el análisis estadístico y la evaluación operacional.

**VI.** Revisar que los estudios y proyectos de obras de conservación y ampliación en los caminos y puentes de cuota se realicen conforme a la normatividad y procedimientos establecidos;

**VII.** Verificar el estado físico de los caminos y puentes de cuota, así como emitir disposiciones relativas a la conservación y mantenimiento de los mismos a fin de evitar su deterioro progresivo

**VIII.** Integrar bancos de datos y herramientas analíticas auxiliares para el manejo del sistema nacional de caminos de cuota;

**IX.** Dar seguimiento a los estudios, análisis y determinación de precios unitarios, costos horarios y rendimientos de la maquinaria y equipos utilizados para la ejecución de obras de conservación y ampliación del sistema nacional de caminos de cuota;

**X.** Llevar el control, supervisión y seguimiento de la aplicación de las tarifas aprobadas para los caminos y puentes federales de cuota, en coordinación con las unidades administrativas competentes, y

**XI.** Coordinar conjuntamente con los Centros SCT y las Direcciones Generales de Servicios Técnicos y de Evaluación, la intervención de las

unidades generales de servicios técnicos de los Centros SCT en apoyo para el seguimiento y supervisión de los programas de conservación en los caminos y puentes de cuota, de acuerdo a los manuales establecidos

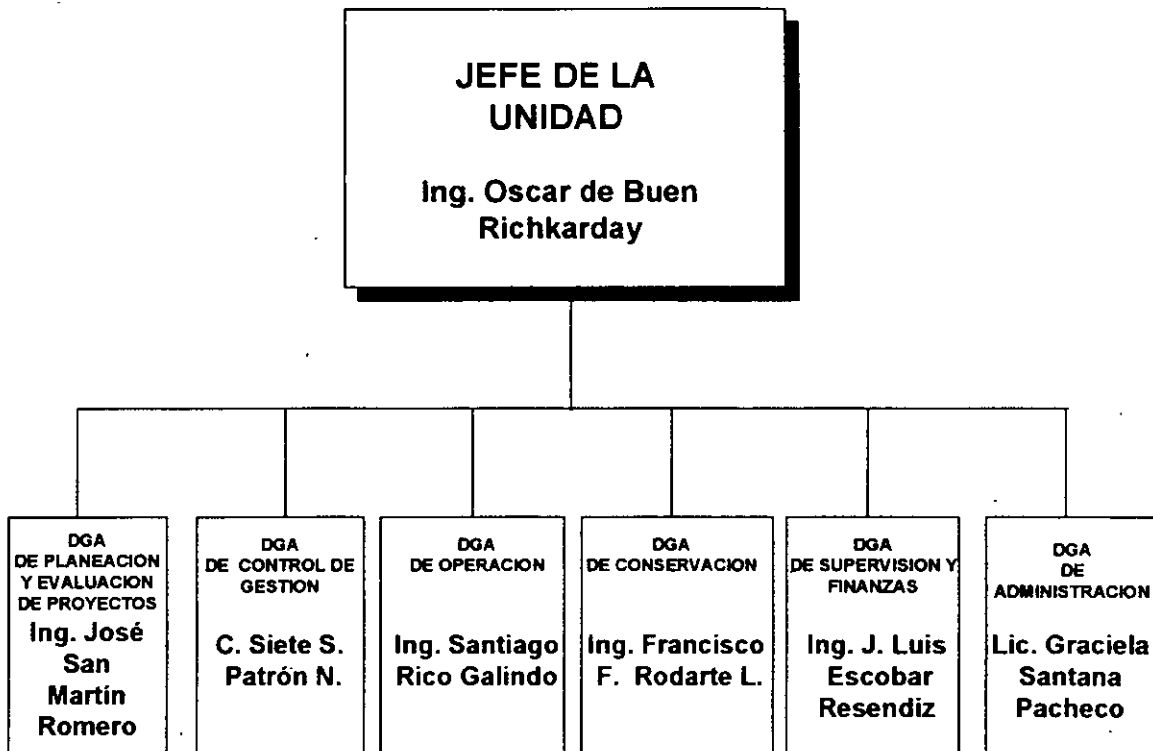
La Unidad de Autopistas de Cuota está constituido por 5 áreas técnicas y una administrativa, siendo las siguientes:

- ✦ DGA de Planeación y evaluación de proyectos
- ✦ DGA de Control de Gestión
- ✦ DGA de Operación
- ✦ **DGA de Conservación**
- ✦ DGA de Supervisión y Finanzas.
- ✦ DGA de Administración.

El organigrama de la Unidad de Autopistas de Cuota es el que se muestra en la hoja siguiente:

**SUBSECRETARIA DE INFRAESTRUCTURA  
UNIDAD DE AUTOPISTAS DE CUOTA**

**ORGANIGRAMA**

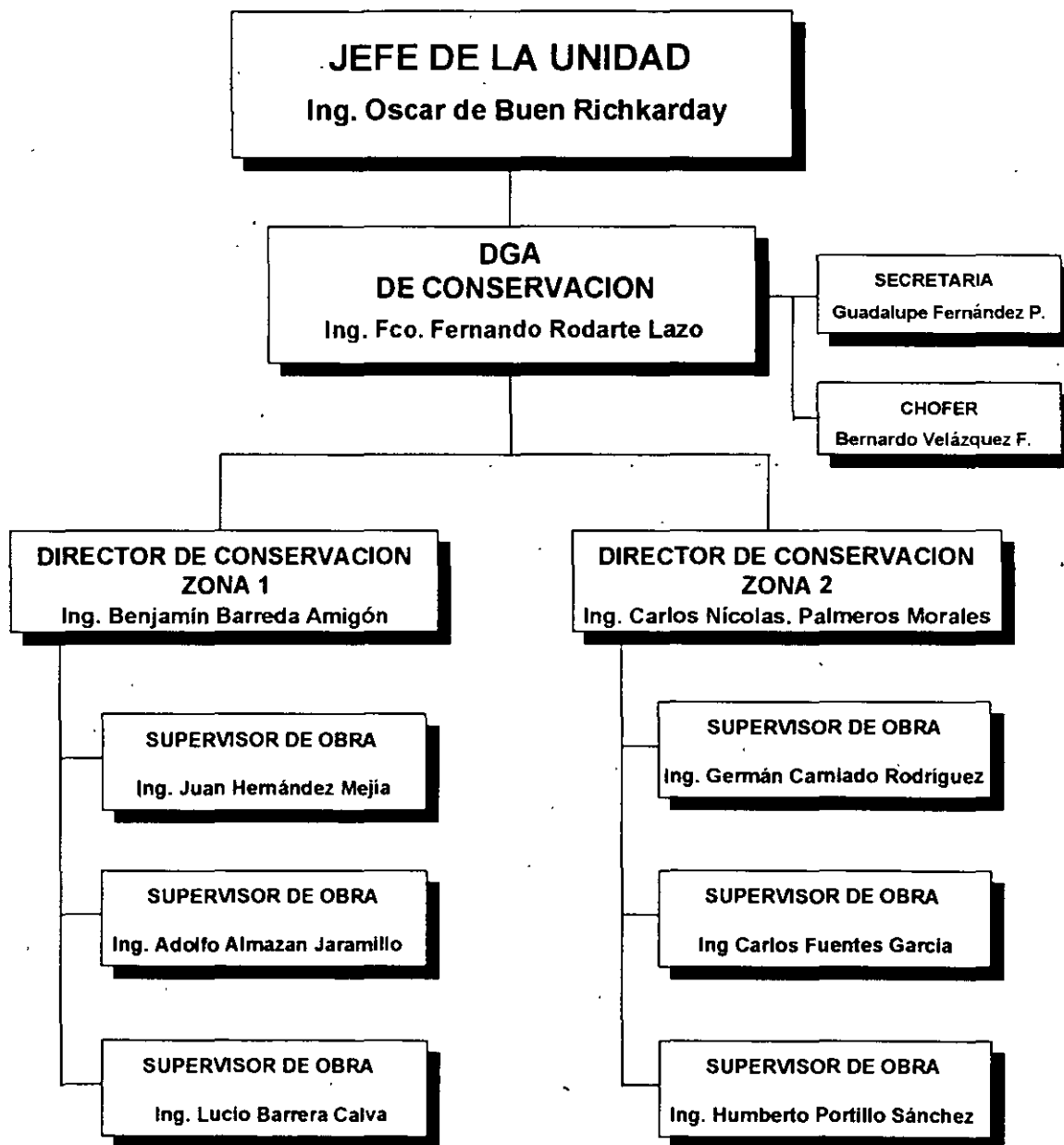


El organigrama del área de conservación es el siguiente:

SUBSECRETARIA DE INFRAESTRUCTURA  
UNIDAD DE AUTOPISTAS DE CUOTA

DIRECCION GENERAL ADJUNTA DE CONSERVACION

ORGANIGRAMA



## **AREA DE CONSERVACION**

### **Objetivos**

Supervisar la conservación de las autopistas y puentes concesionados a fin de:

- ✳ Que las autopistas se mantengan en condiciones óptimas de servicio, confort y seguridad cumpliendo con la calificación mínima establecida en el título de concesión (400 puntos.);
- ✳ Preservar el patrimonio que una vez cumplido el plazo de concesión revertirá a la Nación.
- ✳ Proponer lineamientos, normas, manuales, o sus actualizaciones, relativos a la conservación de autopistas y puentes concesionados, a fin de eliminar discrecionalidad en las decisiones.
- ✳ Registrar los costos de conservación y en su caso, coordinar la revisión de precios unitarios.

### **Principales acciones**

- ✳ Revisión, actualización y complementación del "Sistema de Seguimiento de los Programas de Conservación en Autopistas y Puentes de Cuota" el cual en su versión simplificada (para los fines de esta exposición), incluyendo los anexos que se refieren exclusivamente a puentes se encontraran al final de este documento.
- ✳ Requerimiento, recepción, registro y revisión de los programas de conservación.
- ✳ Realización de reuniones de coordinación con las concesionarias y en su caso con otras Unidades Administrativas de la Secretaría y otras dependencias u organismos, sobre programas de conservación.
- ✳ Inspección de autopistas y puentes concesionados para validar sus programas de conservación y su estado físico.
- ✳ Implantación de los sistemas de registro de la información relativa a la conservación y su actualización periódica.
- ✳ Comunicación frecuente con las concesionarias y Centros S.C.T. para el seguimiento de la conservación.
- ✳ Aclaración de dudas y cuestionamientos de las concesionarias; asesoría para implantación de medidas favorables a la conservación.

- ✦ Elaboración de propuestas de modificaciones o adiciones a la normatividad relativas a la conservación.

### ***Programas***

- ✦ Post-construcción.
- ✦ Conservación Rutinaria.
- ✦ Conservación Preventiva y Correctiva.
- ✦ Administración.
- ✦ Ampliaciones.

### ***Instrumentos y elementos de apoyo para el seguimiento de la conservación***

- ✦ Visitas de inspección.
- ✦ Reuniones de trabajo.
- ✦ Revisión y seguimiento de los programas.
- ✦ Calificación de las autopistas y puentes.
- ✦ Uso de paquetería de software especializada :
  - ◇ Administración de conservación de autopistas.
  - ◇ Diseño de pavimentos y de refuerzo de pavimentos, incluyendo análisis de costos de ciclos de vida.
- ✦ Administración de puentes.
- ✦ Bases de datos para el control y seguimiento de la información.
- ✦ Reglamentos, Normas y Manuales :
  - ◇ Procedimientos para el seguimiento y supervisión de la conservación de autopistas y puentes de cuota.

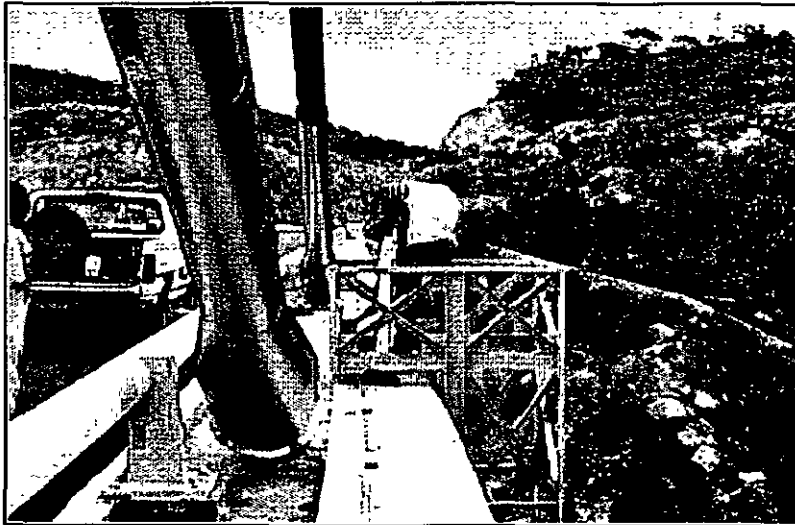
◇ Normas para calificar el estado físico de las autopistas.

◇ Normas para construcción e instalaciones, de la SCT, etc.

⊕ Generación de documentos (informes, oficios, minutas, notas informativas, etc.)

## ***EJEMPLO DE ALGUNAS ACTIVIDADES ESPECIFICAS***

◆ Autopista: Cuernavaca- Acapulco

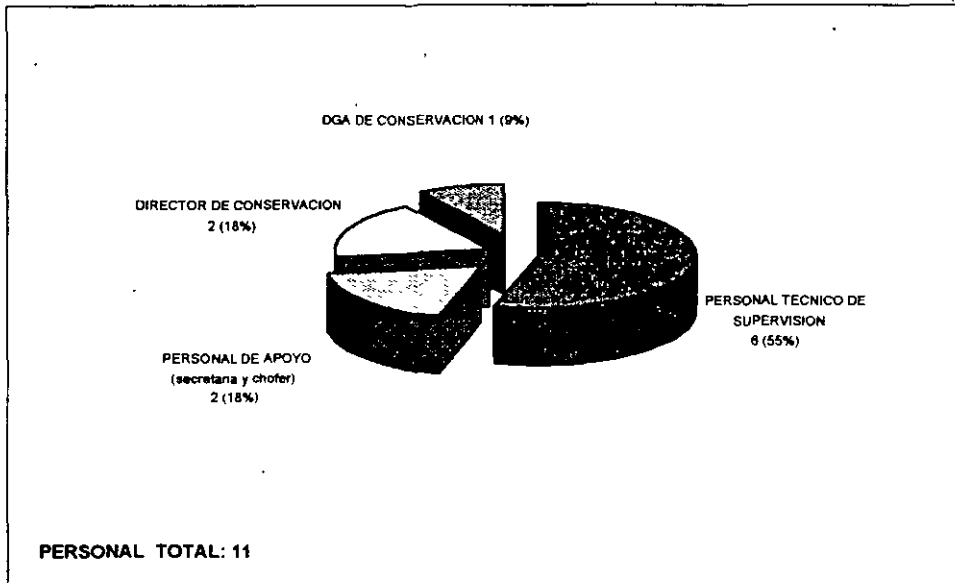


• Puentes Atirantados (Pesajes)

## **Recursos con los que se cuenta para el seguimiento de la conservación en autopistas y puentes concesionados**

**Recursos humanos:**

**Equipo de apoyo:**



-Diez computadoras  
-Software básico  
-Software especializado  
-Un vehículo.

Se cuenta además con el apoyo de las Unidades Generales de Servicios Técnicos.

### **PUENTES CONCESIONADOS**

Los puentes concesionados que se tienen a la fecha son los siguientes:

- ✪ Puente internacional "Libre Comercio" en el estado de Tamaulipas.
- ✪ Puente internacional "Solidaridad " en el estado de Nuevo León.
- ✪ Puente internacional "Zaragoza - Ysleta" en el estado de Chihuahua.

Cabe mencionar que el 27 de agosto de 1997 el Gobierno Federal decretó una DECLARATORIA DE RESCATE de 21 autopistas y dos puentes, siendo estos últimos los siguientes:



✪ Puente internacional "Reynosa - Pharr" en el estado de Tamaulipas.

✪ Puente "El Zacatal" en el estado de Campeche.

Además, cabe mencionar que se tienen inventariados **2,313** en autopistas tanto concesionadas como rescatadas, cuya clasificación se presenta en la tabla No. 1.

S.

**UNIDAD DE AUTOPISTAS DE CUOTA**  
DIRECCION GENERAL ADJUNTA DE CONSERVACION

**RECEPCION DE DATOS BASICOS DE PUENTES**

NUMERO DE AUTOPISTAS DE LAS QUE SE HA RECIBIDO INFORMACION: 44

NUMERO DE PUENTES: 2,313

**DISTRIBUCION SEGUN SU CLARO MAXIMO:**

+ Mayor de 49.9 m.:	<u>582</u>
+ Entre 30 y 49.9 m.:	<u>583</u>
+ Entre 6 y 29.9 m.:	<u>1,082</u>
+ No reportado:	<u>66</u>
Total:	<u>2,313</u> puentes

**DISTRIBUCION SEGUN SU CLASIFICACION:**

+ Puentes	<u>1,077</u>
+ Paso inferior vehicular (P.I.V.)	<u>811</u>
+ Paso superior vehicular (P.S.V.)	<u>285</u>
+ Paso inferior de ganado (P.I.G.)	<u>20</u>
+ Paso superior de ganado (P.S.G.)	<u>9</u>
+ Paso inferior peatonal (P.I.P.)	<u>35</u>
+ Paso superior peatonal (P.S.P.)	<u>1</u>
+ Paso inferior de ferrocarril (P.I.F.)	<u>3</u>
+ Paso superior de ferrocarril (P.S.F.)	<u>25</u>
+ Otra clasificación.	<u>21</u>
+ Sin clasificación.	<u>26</u>
Total.	<u>2,313</u> puentes

# **UNIDAD DE AUTOPISTAS DE CUOTA**

## **SISTEMA DE SEGUIMIENTO DE LOS PROGRAMAS DE CONSERVACION EN AUTOPISTAS Y PUENTES DE CUOTA**

**(Extracto)**

*ENERO, 1997*

## ***Presentación***

---

Con el objeto de facilitar las labores de **Seguimiento del Programa Nacional de Autopistas y Puentes de Cuota**, la Secretaría de Comunicaciones y Transportes, a través de la Subsecretaría de Infraestructura y de la Unidad de Autopistas de Cuota, ha elaborado el Sistema de Seguimiento y Control de Autopistas y Puentes de Cuota, que incluye los aspectos de operación, información, conservación y finanzas.

El sistema fue implantado en su primera fase durante 1994, año durante el cual se sentaron las bases del seguimiento permanente y sistemático del Programa por parte de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes. La primera etapa comprendió las áreas de operación, información y conservación; desarrollándose esta última en los términos descritos en este documento

Con la presente información actualizada, la Secretaría de Comunicaciones y Transportes ha buscado presentar a las diferentes administraciones responsables de autopistas y puentes de cuota los elementos de cada programa de conservación, así como proporcionarles una guía de referencia básica que les resulte útil para orientar las decisiones necesarias en la instrumentación del sistema.

## ***Marco técnico***

---

Existen una serie de referencias dentro de la normatividad vigente en la Secretaría, para las obras de conservación, siendo las siguientes las de mayor utilización:

### **REFERENCIAS TECNICAS**

- **MANUAL DE PROYECTO GEOMETRICO DE CARRETERAS.**
- **MANUAL DE DISPOSITIVOS PARA EL CONTROL DEL TRANSITO EN CALLES Y CARRETERAS.**
- **MANUAL DE FORESTACION.**
- **NORMAS PARA CONSTRUCCION E INSTALACIONES.**
- **NORMAS DE CALIDAD DE LOS MATERIALES.**
- **NORMAS PARA MUESTREO Y PRUEBAS DE MATERIALES, EQUIPOS Y SISTEMAS.**
- **NORMAS PARA CALIFICAR EL ESTADO FISICO DE UN CAMINO.**

### **MANUAL DE PROYECTO GEOMETRICO DE CARRETERAS.**

Para definir adecuadamente los proyectos geométricos de las autopistas, son necesarios los datos topográficos, geológicos, geotécnicos, hidrológicos, de drenaje y uso del suelo. Todos ellos tienen efectos decisivos en la elección del trazo, la estructura del pavimento a construir, el señalamiento y la información del tránsito, los niveles de servicio y las características operativas de la autopista.

El Manual de Proyecto Geométrico de Carreteras de la SCT es el documento oficial que norma la elaboración de los proyectos, y resulta de gran utilidad para el análisis de asuntos relacionados con la realización de obras dentro del derecho de vía (accesos, entronques, retornos, etcétera).

### **MANUAL DE DISPOSITIVOS PARA EL CONTROL DEL TRANSITO EN CALLES Y CARRETERAS.**

Este Manual contiene la normatividad que, en materia de señales informativas, restrictivas y preventivas, así como marcas (rayas y letras), obras y dispositivos diversos, dispositivos para protección en obras, semáforos y letras y números para señales de tránsito, que se establecen para el control de los flujos vehiculares.

### **MANUAL DE FORESTACION.**

La consideración paisajística es un componente del proyecto geométrico que busca proyectar el camino de forma tal que su desarrollo guarde armonía con el entorno físico de la carretera.

Las disposiciones contenidas en el Manual buscan garantizar la máxima seguridad para los usuarios y disminuir tanto las obras de reparación como los costos de conservación del camino, a través de su protección contra erosiones, derrumbes y azolvamientos.

#### **NORMAS PARA CONSTRUCCION E INSTALACIONES.**

Establecen en sus partes correspondientes las normas de construcción de terracerías, obras de drenaje, estructuras, sub-bases, bases, carpetas de concreto asfáltico y losas de concreto hidráulico, que se requieren en una obra vial. Asimismo, se establecen las normas para edificación y las diferentes instalaciones.

#### **NORMAS DE CALIDAD DE LOS MATERIALES.**

Se trata lo referente a las normas de calidad que deben satisfacer los diversos materiales que se utilicen en la construcción de carreteras, aeropistas y edificaciones.

#### **NORMAS PARA MUESTREO Y PRUEBAS DE MATERIALES, EQUIPOS Y SISTEMAS.**

Estas normas tratan lo referente a los métodos de muestreo y de prueba a que deben someterse los diversos materiales y elementos estructurales que se utilicen en la construcción de carreteras, aeropistas y edificaciones.

#### **NORMAS PARA CALIFICAR EL ESTADO FISICO DE UN CAMINO.**

Estas normas (Anexo 16) contienen el método para calificar los diferentes elementos de un camino tales como corona, drenaje, derecho de vía y señalamiento, dichas normas están contenidas en los correspondientes títulos de concesión y son susceptibles de modificación o actualización.

## ***Seguimiento de la conservación***

---

El título de concesión para construir, explotar, operar y conservar una autopista o puente incluye un programa de conservación y mantenimiento de la obra y sus partes. La Administración Responsable se obliga a cumplirlo para asegurar que aquellos se encuentren siempre en óptimas condiciones de servicio, que permitan un tránsito fluido y seguro de los usuarios y eviten su deterioro progresivo.

Para fortalecer el seguimiento sistemático de la conservación, la Secretaría de Comunicaciones y Transportes ha establecido un sistema capaz de asegurar que las condiciones de servicio de las autopistas y puentes de cuota son las merecidas por el público usuario.

Tomando en cuenta las características y la situación actual de las autopistas y puentes en operación que forman parte del programa, se considera conveniente preparar, para cada obra, un programa de conservación y mantenimiento que incluya los siguientes conceptos:

- Programa de Postconstrucción
- Programa de Conservación Rutinaria
- Programa de Conservación Preventiva y Correctiva
- Programa de Administración
- Programa de Ampliaciones

**El Programa de Postconstrucción** busca asegurar que las autopistas y puentes tengan la calidad, los elementos y las condiciones que debieron resultar de una construcción impecable. Por tanto, se trata de un conjunto de acciones por realizar una sola vez, para dejar la autopista o puente en buenas condiciones de servicio. Comprende medidas para construir obras faltantes y para complementar elementos que funcionen inadecuadamente por factores no contemplados en el proyecto. La preparación de este programa debe basarse en cuidadosas inspecciones y estudios de pavimentos, cortes y terraplenes, señalización, estructuras, obras de drenaje y demás elementos principales de la obra.

El importe de los estudios, proyectos y obras a ejecutar dentro de este programa se reconocerá como parte de la inversión del proyecto. La determinación del importe de los

estudios, proyectos y obras a ejecutar dentro de este programa se tratará en el Area correspondiente de la Unidad de Autopistas de Cuota.

Este programa se aplica a un número decreciente de casos, pues con el transcurso del tiempo se han atendido problemas que motivaron acciones de postconstrucción. Una vez resueltos los escasos problemas de este tipo que aún persisten, este programa desaparecerá.

**El Programa de Conservación Rutinaria** tiene carácter permanente. Incluye todas las acciones que deben llevarse a cabo para que la autopista o puente estén siempre en condiciones de tránsito fluido y seguro. Se trata de un documento que habrá de prepararse una vez al año, y servirá como base para dar seguimiento a tales acciones. Incluirá actividades como: inspección del derecho de vía; retiro de caídos eventuales; limpieza de cunetas, contracunetas y lavaderos; desazolves; bacheos; renivelaciones aisladas; calafateo de grietas; desyerbe de acotamientos; reposición y retoque de señalamientos, pintura; reparaciones del cercado; jardinería; reparaciones generales, etc. Algunas acciones son de carácter permanente y otras se harán al surgir la necesidad.

**El programa de conservación preventiva y correctiva** será de carácter permanente e incluirá todas las actividades tendientes a mantener la autopista o puente en buenas condiciones estructurales y de servicio. Con ello se preverá cualquier labor que deba realizarse antes del surgimiento de algún problema, buscando minimizar tanto los costos del usuario como los propios de las acciones de conservación rutinaria. Típicamente, las acciones por emprender en este programa incluirán sellos, reencarpetados, reparación de puentes y, en casos extremos, reconstrucciones y correcciones para eliminar defectos de construcción.

Para que estas acciones se lleven a cabo en forma eficiente y oportuna, los sistemas de administración de pavimentos y puentes serán elementos básicos para la formulación de los programas, por lo que será necesario instrumentarlos como parte del seguimiento y la administración de la conservación. Para esto, se requiere que cada Administración Responsable instrumente los sistemas que mejor se adapten a sus necesidades a la mayor brevedad posible, lo que además le permitirá un uso más eficiente de los recursos económicos.

**El programa de administración** ofrecerá el respaldo para organizar la ejecución de las tareas pertenecientes a los otros cuatro programas. Aunque a la larga cada Administración Responsable alcanzará los niveles de sofisticación que demande la atención de su autopista o puente, se requiere que este programa inicie con un inventario completo de todas las características de la obra, incluyendo geometría, estructuras, pavimentos, obras especiales, etc.

Existen técnicas computarizadas que permiten relacionar el inventario con un conjunto de ayudas gráficas y georreferenciadas. Ello ofrece, indudablemente, una sólida base para desarrollar todos y cada uno de los esquemas de conservación requeridos por una autopista o puente de elevadas especificaciones.



**El programa de ampliaciones** incluye aquellas obras que se hacen necesarias por requerimientos de seguridad, capacidad, o confort de la autopista o puente. Las obras a considerar son aquellas que requieran un proyecto ejecutivo adicional al original que requiera autorización explícita de la Secretaría, como pueden ser construcción de terceros carriles, ampliación de acotamientos, construcción de rampas de frenado de emergencia, ampliación ó construcción de entronques, retornos, paradores y miradores, ampliaciones en puentes, en zonas de casetas, etc.

El importe de los estudios, proyectos y obras a ejecutar dentro de este programa se reconocerá como parte de la inversión del proyecto, por lo que la determinación del importe de los estudios, proyectos y obras a ejecutar dentro de este programa se tratará en el Area correspondiente de la Unidad de Autopistas de Cuota.

En cada uno de los programas antes descritos, la Administración Responsable incluirá la información relativa a los **costos** que intervengan en las diferentes actividades de conservación que requiere la autopista o puente, a fin de conocer el comportamiento económico y su impacto dentro de los esquemas financieros que integran las concesiones.

Con el fin de obtener homogeneidad en la información y facilitar el seguimiento de los programas objeto del presente documento, se requiere que la misma se presente en forma impresa y en diskettes de 3 1/2", capturada en Excel V. 5.0.

Para el caso de los programas de Administración se utilizará el paquete correspondiente.

#### **PARTICIPANTES:**

En el seguimiento de los aspectos de conservación de las autopistas intervendrán las siguientes dependencias:

Unidad de Autopistas de Cuota (UAC).

Es la dependencia de la SCT que ejerce las funciones normativas relacionadas con las autopistas y puentes de cuota y que será la **ventanilla única** en el trato con el Administrador Responsable. En la atención de los asuntos, la UAC se apoyará en otras dependencias de la Secretaría.

Dirección General de Servicios Técnicos (DGST).

La Dirección General de Servicios Técnicos es la unidad administrativa de la SCT que asesorará a la Unidad de Autopistas de Cuota para atender problemas técnicos específicos, a petición de la propia Unidad.

Dirección General de Carreteras Federales (DGCF).

La Dirección General de Carreteras Federales es la unidad administrativa de la SCT que asesorará a la Unidad de Autopistas de Cuota para atender problemas técnicos de post-construcción u otros de carácter especial, a petición de la propia Unidad.

Centro SCT.

El "Centro SCT" es el ó los Centros SCT correspondientes a la ó las entidades federativas en las que está ubicada la autopista ó puente. Los Centros SCT desempeñan las funciones indicadas en este documento a través de sus Unidades Generales de Servicios Técnicos.

Administrador Responsable.

Es cualquier empresa pública o privada, dependencia, organismo u otro órgano del sector público, encargado de la operación y conservación de una o más Autopistas y/o Puentes de Cuota.

#### ANEXO 4

### ***Secuencia para identificar y relacionar problemas en estructuras de la autopista***

---

En visitas de la Administración Responsable y/o de personal técnico de la Unidad de Autopistas de Cuota o del Centro SCT correspondiente cuando la propia Unidad solicite su apoyo, se determinarán las estructuras que requieren estudios por técnica especializada; para ellos se recomienda la siguiente secuencia; enunciada de manera no limitativa:

1. Identificar la estructura, señalando el kilometraje y origen de la autopista, así como la entidad federativa donde se localiza.
2. Si la estructura es de mampostería y concreto, ver si tiene grietas o fracturas, en qué parte y en qué forma y magnitudes, si la estructura es metálica, ver si existe oxidación o corrosión; si las secciones muestran reducción en su forma; o si se requiere una inspección más detallada.
3. Si hay daños, verificar si fueron producidos por crecientes, sismos o por uso normal. Indicar magnitud de flechas.
4. Analizar si hay asentamientos diferenciales en la cimentación y en qué apoyos.
5. Analizar si hay, en caso de puentes, efectos de socavación en terraplenes de acceso, en los derrames frontales, en pilas o en estribos.
6. Analizar, en los puentes, si el funcionamiento hidráulico ha sido correcto o deficiente, observando si la capacidad hidráulica bajo éstos es suficiente, así como las condiciones del cauce en cuanto a azolves, obstrucciones, socavaciones, etc.

7. Analizar si la altura de rasante es la adecuada y si la magnitud de los tramos de la estructura es adecuada.
8. Analizar si se requieren obras complementarias de drenaje en los accesos de la estructura o protecciones en sus taludes y conos de derrame.
9. Analizar el estado de sus apoyos, sean fijos o móviles.
10. Analizar si la estructura no presenta vibraciones excesivas al paso de cargas pesadas.
11. Con la idea dada por los datos anteriores, será posible definir si la estructura está en peligro y requiere la atención de técnicos especializados o, bien, se define en campo la solución al problema.
12. Evidentemente, si la estructura tiene agrietamientos, ya sea por cortante o flexión, si tiene asentamientos o deficiencia hidráulica o bien flechas exageradas, es necesario recurrir a un especialista, en cuyo caso habrá que relacionar la estructura para su estudio por una empresa especializada.

## ANEXO 10

# ***Estudio de evaluación de puentes***

## **TERMINOS DE REFERENCIA**

---

El estudio de evaluación de un puente deberá contener los siguientes conceptos:

### 1. DATOS GENERALES

***Nombre:***

***Ubicación:***

Km

Origen

Tramo

Autopista

***Año de construcción:***

### 2. DESCRIPCION

***Dimensiones:***

Longitud

Ancho  
Alto  
Número y longitud de claros

**Tipo de:**

Superestructura  
Subestructura  
Cimentación  
Apoyos  
Juntas

**Alineamiento:**

Horizontal  
Vertical  
Esviajamiento

Estos datos deberán complementarse con un plano general del proyecto.

**3. EVALUACION DEL COMPORTAMIENTO HIDRAULICO .**

- Reportes sobre crecientes: niveles máximos alcanzados por el agua
- Evidencias de daños en el cauce, las márgenes y terraplenes de acceso
- Evidencia de socavación en la subestructura; cuando existan problemas de comportamiento hidráulico, se procederá según lo indicado en el anexo 8

**4. EVALUACION DEL COMPORTAMIENTO VIAL**

- Aforos
- Capacidad vial del tramo
- Evidencias de golpes a elementos estructurales y a dispositivos de seguridad (defensas y parapetos)

**5. EVALUACION DEL ESTADO FISICO**

- Levantamiento de daños físicos en superestructura y subestructura, describiendo naturaleza, extensión y ubicación de cada daño

**6. EVALUACION DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL**

- Observaciones sobre el comportamiento de la estructura al paso de cargas pesadas (vibraciones y flechas)
- Cálculos gruesos sobre la capacidad estructural de los elementos principales
- Cuando se tengan problemas de cimentación, se revisará la información existente y se complementará con los estudios que procedan

## 7. REPORTE FOTOGRAFICO

En apoyo de los puntos anteriores, se presentarán fotos ilustrativas suficientes.

## 8. EVALUACION PRELIMINAR

En función de las observaciones practicadas, se clasificará al puente en cualquiera de las tres categorías siguientes:

- |          |                                   |
|----------|-----------------------------------|
| <b>A</b> | Requiere atención urgente         |
| <b>B</b> | Requiere atención a mediano plazo |
| <b>C</b> | Requiere atención rutinaria       |

Deberán indicarse las razones que apoyen la clasificación adoptada. Se informarán, además, las medidas de emergencia que se estimen necesarias.

## 9. RECOMENDACIONES PARA UNA EVALUACION MAS DETALLADA

En caso de que se juzgue necesaria una evaluación más detallada, se darán recomendaciones para ella, incluyendo:

- Objetivo
- Equipos necesarios para el acceso
- Equipos necesarios para la prospección
- Sitios de interés
- Muestras por obtener

## 10. RECOMENDACIONES PRELIMINARES PARA LA REHABILITACION

En caso de que el puente deba ser objeto de obras de rehabilitación, se definirán varias opciones posibles para ella, únicamente a nivel conceptual, y se indicarán los estudios requeridos para la elaboración del proyecto detallado de rehabilitación.

**NOTA:** Para ejecutar esta evaluación puede utilizarse la “Guía para la inspección de puentes y pasos a desnivel” de la Dirección General de Servicios Técnicos

México, D.F. a 24 de octubre de 1997.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.  
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

**CURSOS INSTITUCIONALES**

**INSPECCIÓN MANTENIMIENTO Y REHABILITACIÓN DE  
PUENTES**

Del 27 de octubre al 7 de noviembre de 1997.

*Construcción y Montaje de Puentes*

Palacio de Minería  
1997.

3

Planos de  
Estructuras  
de Puentes

# CONSTRUCCION Y MONTAJE DE PUENTES



## PROCEDIMIENTOS DE CONSERVACION DE PUENTES

### OBJETIVO GENERAL:

En este tema, el participante conocerá las actividades que se desarrollan en la formulación de los programas de conservación de puentes y alcantarillas ferroviarias.

**OBJETIVOS ESPECIFICOS:**

- Al termino del curso el participante tendrá los elementos para efectuar inspecciones a las estructuras
- Tendrá conocimiento de como se implementa una orden de precaución restrictiva al trafico de trenes sobre la estructura
- Elaborara programas de mantenimiento para puentes y alcantarillas ferroviarios

## INDICE

### INTRODUCCION

#### 1. INSPECCION DE PUENTES Y ALCANTARILLAS

- A) **V I A**
  - Alineamiento y posición de la vía respecto al puente
  - Estado y sujeción de riel
  
- B) **CUBIERTA**
  - Estado de los Durmientes
  - Condiciones de los Guardarrieles
  - Existencia y condición de los Guardarrieles
  - Condiciones de andadores, pasamanos y refugios
  - Condiciones de la cubeta balastada
  
- C) **LECHO DEL RIO O DE LA CORRIENTE**
  - Erosión y socavación
  - Cambio de alineamiento
  - Enrocamientos
  - Azolves
  
- D) **SUBESTRUCTURA**
  - Mampostería y concreto
  - Cilindros
  - Caballetes de concreto
  - Torres de viaducto
  - Subestructuras de madera
  
- E) **APOYOS**
  - Condiciones de anclaje de la superestructura
  - Funcionamiento
  - Posición de los apoyos
  - Condiciones de los componentes del organismo de apoyo
  - Movimiento de apoyos al paso de la carga viva
  
- F) **SUPERESTRUCTURAS**
  - Metálicas
  - Concreto
  - Madera
  - Rieles Empatinadas

- G) ARCOS Y BOVEDAS
  - Condiciones Generales
  - Mampostería y Concreto

2. ORDENES DE PRECAUCION

- A) DEFINICION
- B) ESTABLECIMIENTO Y CANCELACION DE ORDENES DE PRECAUCION
- C) ACCIONES CORRECTIVAS PARA LA SEGURIDAD DE TRAFICO DE TRENES

3. MANTENIMIENTO DE PUENTES FERROVIARIOS

- A) PROGRAMAS DE MANTENIMIENTO
  - Cuadro de necesidades por obra

## I. INTRODUCCION

En el área de puentes hay tres actividades que tienen liga y más aún, una genera a las otras, dichas actividades son:

- La inspección de puentes, las órdenes de precaución y el mantenimiento de puentes.

La inspección se formula para establecer una base uniforme para determinar las condiciones físicas de la estructura, la orden de precaución se implanta si en dicha inspección se detecta algún defecto en uno de los elementos de la estructura que ponga en riesgo su estabilidad, así mismo de la inspección se formulan los programas de mantenimiento de las estructuras.

### A) VIA

Superficie de la vía sobre el puente y en los accesos.

Investigar si existen golpes de nive, su posición, magnitud y causa probable que los produjo.

#### - ALINEAMIENTO Y POSICION DE LA VÍA CON RESPECTO AL PUENTE

Se observarán si existen desalojamientos, su valor y causa probable que los produjo

#### - ESTADO Y SUJECION DEL RIEL

Observar si los rieles están vencidos o desgastados en sus extremos de modo que provoquen golpear la junta, y en general su estado físico. Investigar si existen clavos sobresalidos o sueltos si las placas de asiento conservan su posición, si la sujeción cuando se trata de durmientes de concreto está correcta.

### B) CUBIERTA

#### - ESTADO DE LOS DURMIENTES

Observar si existen durmientes en malas condiciones por podredumbre, rotura, rajadura, cuántos son, de qué escuadría y si forman grupos

#### - CONDICIONES DE LOS GUARDARRIELES

Observar si existen y en qué condiciones se encuentran Si no existen guardarrieles, ver si los durmientes están recorridos o abanicados.

#### - EXISTENCIA Y CONDICIONES DE LOS CONTRARRIELES

Observar si no existen, si faltan tramos y si están bien sujetos al durmiente

#### - CONDICIONES DE ANDADORES, PASAMANOS Y REFUGIOS

Establecer las condiciones de la madera y conexiones en tarimas barandales, etc.



**- CONDICIONES DE LA CUBETA BALASTADA**

En el caso de losas de concreto o traves presforzadas. Observar si la sección del balasto es suficiente y el balasto de tamaño reglamentario.

**C) LECHO DEL RIO O DE LA CORRIENTE**

**- EROSION Y SOCAVACION**

Investigar si se presentan fenómenos de arrastre de sólidos. Modificación de la sección del cauce respecto a la última inspección. Determinar la cuantía de la socavación y la localización de las zonas más afectadas.

**- CAMBIO DE ALINEAMIENTO**

Observar si el curso de la corriente ha sufrido alguna modificación en su dirección respecto a la inspección anterior.

**- ENROCAMIENTO**

verificar si ha habido ataque en enrocamientos Si han desaparecido enrocamientos de protección colocados en años anteriores.

**- ASOLVES**

Observar si existe depósito de sólidos y forma en que afecte al puente o a la alcantarilla Determinar el por ciento del área hidráulica obstruida por el azolve.

**D) SUBESTRUCTURA**

**- ASENTAMIENTOS**

Observar si existen asentamientos en estribos y pilas, magnitud de los asentamientos y si los asentamientos son diferentes en una misma pila o estribo, tendencia de los asentamientos

**- SOCAVACION LOCAL EN PILAS Y ESTRIBOS**

Investigar si las zapatas de cimentación apoyan en la totalidad de su superficie o si existen partes de las zapatas en voladizo. Localización de socavaciones y estimación del por ciento del área que no apoya en el lecho del río

**- PERDIDA DE MATERIAL DE PILAS Y ESTRIBOS EN LA ZAPATA DE CIMENTACION O CUERPOS**

Pérdida ocasionada por rotura de zapatas debido a socavación, formación de cavernas o huecos por desgaste de la subestructura. Precisar la localización y magnitud de las pérdidas en relación con la sección original.

**- CONDICIONES DE PILOTES DE CIMENTACION**

Estado de los pilotes de madera, concreto o fierro, pérdida de sección por efecto de ataque de organismo o corrosión



**- INTEGRIDAD DE LA INFRAESTRUCTURA, VERTICALIDAD, MOVIMIENTOS TRANSVERSALES U HORIZONTALES, INCLINACION**

Observar si el material de pilas y estribos está sano o si presenta agrietamientos, cuarteaduras o desprendimientos. Indicar la localización, dirección y magnitud de las grietas. Determinar si las pilas o estribos han perdido verticalidad, dirección del desplome o talud del desplome. Observar si la infraestructura ha sufrido desalojamientos, indicar el sentido y magnitud de los mismos.

**- CUARTEADURAS Y AGRIETAMIENTOS EN CUERPOS**

Observar si existen cuarteaduras o agrietamientos, su localización, dirección y magnitud. Revisar si hay agrietamientos en la junta de cuerpos y aleros de estribos.

**- DESLIZAMIENTOS Y SACUDIMIENTOS**

Huellas de deslizamientos y evidencias de movimientos anormales de la subestructura al paso de trenes.

**- CONDICIONES DE CORONAS, MAMPOSTERIA Y CONCRETO**

Observar si existen cuarteaduras, agrietamientos, desprendimientos o aplastamiento sobre todo en la zona de apoyo. Si el acero de refuerzo está descubierto y oxidado.

**- CILINDROS**

**• Condiciones de Cilindros de Cementación**

Observar si existen hundimientos, si los hundimientos son diferenciales en un mismo cilindro o con respecto a otro cilindro que forme parte de una pila o estribo. Si existen agrietamientos, cuarteaduras o desprendimientos; sentido y magnitud de las grietas

**• Condiciones del Cabezal de los Cilindros**

Observar si el cabezal está desnivelado, cuarteado o agrietado, magnitud y dirección de las grietas. Rotura de pedestales o siluetas en la zona de los apoyos.

**- CABALLETES DE CONCRETO**

**• Condiciones de los Pilotes o Columnas**

Observar asentamientos diferenciales, roturas por choques de cuerpos arrastrados por la corriente, agrietamientos. Acero de refuerzo descubierto, corroído o roto.

**• Condiciones de los Cabezales**

Observar si el cabezal está desnivelado o tiende a girar. Observar si existen roturas, agrietamientos, aplastamientos

**• Movimiento al Paso de Tren**

Observar si bajo el efecto de carga viva se presentan desplazamientos o sacudimientos anormales en algún pilote o en el caballete.

- TORRES DE VIADUCTO

- **Condiciones del Conjunto**  
Observar si subsiste la verticalidad y rectitud de los miembros.
- **Zapatas**  
Revisar en las zapatas de mampostería cualquier evidencia de asentamiento o volteamiento.
- **Condiciones de Anclaje**  
Observar si funcionan los pernos de anclaje, estado de las tuercas, corrosión y doblamiento de los pernos.
- **Rigidez del Conjunto**  
Verificar la rectitud de los contraventeos, roturas, corrosión y agrietamiento de las conexiones.

- PILOTES METALICOS Y ATAGUIAS

- **Condiciones del Conjunto**  
Revisar si los pilotes o ataguías funcionan de conjunto, si sus conexiones no están sueltas o corroídas, si las ataguías no están desengargoladas.
- **Condiciones de los Elementos**  
Revisar el estado de corrosión de cada elemento, así como deformaciones, roturas o agrietamientos

- SUBESTRUCTURAS DE MADERA

- **Condiciones de los Pilotes**  
Verificar si existe podredumbre o cavidades, especialmente en las zonas en contacto con cabezales y soleras, en zonas a nivel del terreno, o de la superficie del agua. Se investigará mediante sonido por golpeo con martillo, sondeando en caso de duda. Se observará si hay evidencia de termitas, taredos, návalis, u otros organismos destructivos. Investigar si existen pilotes rotos por efecto de falla o choque, o si presentan rajaduras, marcas o indicios de fatiga
- **Condiciones de Cabezales y Soleras**  
Investigar como en el caso de los pilotes la sanidad de la madera y especialmente aplastamiento o roturas en zonas de apoyo de traveses o largueros.



**E) APOYOS**

- **CONDICIONES DE ANCLAJE DE LA SUPERESTRUCTURA**

Observar si existen organismos de apoyo o si la estructura está bloqueada con madera.

- **FUNCIONAMIENTO**

Verificar la limpieza de la zona de los apoyos. Observar que los apoyos cumplan las funciones para las que se diseñaron, que el apoyo fijo no permita desplazamientos y que el móvil no esté restringido en su desplazamiento longitudinal, por el mal estado del mismo organismo o por algún obstáculo ajeno al apoyo.

- **POSICION DE LOS APOYOS**

Verificar si los organismo de apoyo están desalojados de su posición correcta, dirección y sentido del desalojamiento. Observar si existen mecedoras volcadas o semivolcadas, cajas de roles descuadradas, placas deslizantes salidas. Investigar la causa.

- **CONDICIONES DE LOS COMPONENTES DEL ORGANISMO DE APOYO**

Observar si existen placas corroidas, rotas o sueltas, rodillos corroidos, sueltos, caídos, salidos o atravesados, elementos de sujeción de rodillos corroidos o rotos. Pernos de anclaje corroidos doblados, degollados. Falta de tuerca en los pernos de ancla. Perno de apoyo corroido, desgastado o roto.

- **MOVIMIENTO DE APOYOS AL PASO DE LA CARGA VIVA**

Observar si el asiento de la superestructura es defectuoso y produce golpeteo al paso del tren.

**F) SUPERESTRUCTURA**

- **METALICAS**

• **Condiciones Generales**

Posición de la estructura

Observar si no ha sufrido algún desalojamiento transversal o longitudinal

Rectitud de la estructura

Observar posibles deformaciones anormales a lo largo de la estructura.

Condiciones de anclaje de las estructuras

Observar si el funcionamiento de la estructura es normal en lo que se refiere a libertad de expansión en apoyos móviles y anclaje correcto en apoyos fijos.

• **Trabes de Alma Llena de Paso Superior y Largueros**

Revisar si tiene agujeros provocados por corrosión, si existe pandeo en la placa, si presenta agrietamientos en los extremos cerca de los apoyos.

*Condiciones de los patines*

Verificar si los ángulos maestros están corroidos, agrietados o doblados. Observar si sus entreplacas están corroidas o agrietadas sobre todo en el patin inferior. Observar si existen agrietamientos o corrosiones en la sección del patin donde principia o termina una cubreplaca parcial



*Atiesados y contraventeos*

Verificar si existen agrietamientos o pandeo en atiesadores, si las placas de contraventeo están rotas o corroídas, si los ángulos de contraventeo están doblados o corroídos.

*Condiciones de las conexiones*

Revisar si los remaches están corroídos, flojos o degollados. Verificar si en las conexiones de largueros con piezas de puente tienen remaches degollados, ángulos desgarrados.

• **Trabes de Paso a Través**

*Vigas principales*

Se harán las mismas observaciones que en trabes de paso superior; revisando además la zona de la placa de alma en las conexiones con las piezas de puente.

• **Armaduras Articuladas**

*Condiciones de las barras de ojo*

Observar si las barras de ojo no están desprendidas, rotas o agrietadas, examinar el efecto de la corrosión en la zona del ojo superior, ojo inferior y parte recta de la barra. Verificar si la barra de ojo está doblada, flexionada o floja, y si al paso del tren recobra completamente su rectitud, si tiene movimiento exagerado al sacudirla con las manos, si produce sonido en las conexiones al sacudirla. Examinar si los ojos de la barra están abocardados, si tienen desgaste y holgura.

*Condiciones de los miembros compuestos*

Examinar los efectos de la corrosión en cada elemento componente del miembro, así como roturas y agrietamientos. Observar si el miembro están pandeado, la dirección y la posible causa del pandeo. Revisar las condiciones de la celosía en cuanto a: corrosión, roturas, pandeo, checando si existen tramos del miembro donde ya no funcione la celosía, y los elementos componentes del miembro trabajen aisladamente. Verificar el estado de los remaches por corrosión de las cabezas, degollamiento o soltura. Revisar en especial la conexión en los postes de las piezas de puente colgantes y las cuerdas inferiores cerca del apoyo.

*Articulaciones*

Observar si el perno conserva su posición correcta o si está sobresalido o desviado en sentido horizontal o vertical. Revisar si el perno presenta agrietamientos o fisuras, checar el desgaste en el perno debido a corrosión o a rozamiento, estimando el por ciento de la pérdida de la sección más afectada. Verificar si faltan tuercas o separadores.

• **Piezas de Puente**

*Condiciones de las conexiones, patines y placa de alma*

Iguals observaciones que para largueros con atención especial a la investigación de agrietamientos en el alma o en cartabones para la conexión de la pieza de puente a las vigas principales o armaduras, así como a degollamiento de remaches en esa conexión.



*Rectitud y perpendicularidad de la pieza de puente*

Se observará si la pieza de puente conserva la normal, respecto a las vigas principales y armaduras, y si presenta pandeo en sentido del eje de la vía.

*Miembros concurrentes*

Revisar si algún miembro tiene agujeros producidos por corrosión particularmente en almas de las cuerdas, tornapuntas y postes. Revisar si existe algún miembro suelto o agrietado. Verificar el porcentaje de área perdida por corrosión en los miembros y la holgura en los agujeros de conexión en el perno.

*Contraventeo y portales*

Observar si faltan miembros de contraventeo y portal o si existe alguno suelto, si el pandeo de algún miembro es excesivo.

Revisar los miembros en lo referente a corrosión, roturas, fisuras. Revisar en las placas de conexión los efectos de corrosión, roturas y agrietamientos.

Revisará el estado de los remaches de las conexiones.

• **Armaduras Soldadas y Remachadas**

*Miembros principales*

En miembros soldados o laminados, revisar el efecto de la corrosión en todos ellos y en particular en placas de alma de cuerdas inferior y superiores, que permitan acumulación de agua. Revisar el efecto de corrosión en aristas afiladas de ángulos y patines de viguetas laminadas.

Observar si existen golpes, roturas o fisuras en los miembros y si alguno presenta pandeo, investigar la causa.

Observar si existe corrosión o fisuras en los cordones de soldaduras y en especial en empalmes de miembros sujetos a tensión como cuerdas inferiores, diagonales y postes de piezas de puente colgantes

*Placas de nudo*

Observar si la corrosión ha producido agujeros en la placa o el porcentaje de área perdida, si existen grietas o fisuras a partir de los agujeros de los remaches, si la placa está doblada o pandeada.

Revisar si los remaches están flojos, degollados o corroidos

Revisar los cordones de soldadura en caso de conexiones soldadas, examinando corrosión y agrietamiento

*Contraventeo y portales*

Revisar en particular los efectos de corrosión en miembros que tengan placa interrumpida o celosis y en miembros donde sea posible la acumulación de agua.

• **Condiciones Generales**

*Posición de la estructura*

Observar si ha sufrido algún desalojamiento longitudinal o transversal.



*Rectitud de la estructura*

Observar si existen deformaciones anormales a lo largo de la estructura.

*Condiciones de anclaje*

Verificar si el anclaje de la estructura es suficiente y si los apoyos funcionan en su posición correcta.

• **Losas y Trabes Monolíticas**

*Condiciones del concreto*

Observar si existen roturas o agrietamientos en la estructura. Investigar si la causa es golpe o fatiga.

*Condiciones del acero de refuerzo*

Observar si existen aceros de refuerzo expuestos por roturas o agrietamientos o por desprendimiento de recubrimientos. Examinar si el acero está corroído, roto o fisurado.

*Condiciones de los drenes*

Revisar la eficiencia del sistema de drenaje.

• **Losas y Trabes Formadas por Elementos Precolados**

*Trabajo de conjunto*

Observar si no existe ningún elemento suelto o desplazado longitudinal o transversalmente. Verificar la efectividad del sistema de sujeción entre los elementos.

*Condiciones del concreto*

Observar si existen roturas o agrietamientos e investigar su causa.

En trabes presforzadas examinar posibles agrietamientos en el alma, patín inferior de trabes simplemente apoyadas, fisuras en zonas de anclaje del presfuerzo longitudinal o transversal.

*Condiciones del acero*

Observar si existen aceros de refuerzo expuesto a oxidación o rotura  
Revisar si existen cables o alambres de presfuerzo sujetos a corrosión

*Condiciones de drenaje*

Verificar que los drenes funcionen adecuadamente.

• **Condiciones Generales**

*Posición de la estructura*

Observar si existe desalojamiento longitudinal o transversal

*Rectitud de la estructura*

Observar si existen deformaciones anormales a lo largo de la estructura.

*Condiciones de anclaje*

Verificar si existen anclajes o si existen piezas sueltas con movimiento en los apoyos al paso de la carga viva, si la longitud del apoyo es suficiente



- **Largueros de Madera**

*Condiciones de la madera*

Revisar la sanidad de la madera, si no hay evidencia de organismo destructores de madera, si no existen zonas podridas o con cavidades, si existen rajaduras a lo largo o aplastamiento en la zona de apoyo.

Observar si existen defectos originales y evidencia de fatiga.

*Condiciones de la conexiones*

Revisar si faltan pernos o tornillos, o si éstos están sueltos o salidos, si existen separadores.

Revisar en especial el anclaje en juntas de traveses de largueros sin cuatrapeo.

- **RIELES EMPATINADOS**

- **Condiciones Generales**

*Posición de los traveses*

Observar si existen corrimientos en sentido longitudinal y transversal y si los rieles se conservan empatinados o existen algunos salidos.

*Posición de las traveses*

Observar si existen corrimientos en sentido longitudinal y transversal y si los rieles se conservan empatinados o existen algunos salidos.

*Apariencia*

Observar si las flechas no son exageradas en el centro de los claros.

*Anclaje*

Verificar si el sistema de anclaje funciona adecuadamente para impedir corrimientos y en especial cuando los rieles no están cuatrapeados.

- **Condiciones de los Rieles**

Observar si existen rieles corroidos, rotos o agrietados.

**G) ARCOS Y BOVEDAS**

- **CONDICIONES GENERALES**

Observar si se mantiene la geometría del arco o son visibles deformaciones

Revisar si los muros, parapeto, conservan su nivel correcto o si se observan desniveles o desplomes.



- ARCOS Y BOVEDAS DE MAMPOSTERIA O CONCRETO CICLOPEO

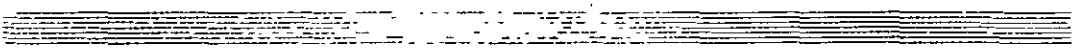
- **Condiciones de los Materiales**

Observar el estado de la mampostería o el concreto, si existen desprendimientos, cavidades, si el mortero de las juntas de mampostería no está desintegrado.

- **Agrietamientos**

Observar si existen cuarteaduras o agrietamientos y definir la dirección de las grietas.





## II.- ORDENES DE PRECAUCIÓN

Las órdenes de precaución pueden ser restrictivas o informativas. Las órdenes de precaución restrictivas son las disposiciones que se establecen para reducir la velocidad de los trenes en un sitio o tramo de la vía que por sus condiciones físicas no permite la operación normal de los trenes señalada en los horarios.

Las órdenes de precaución informativas son las que se establecen para advertir de alguna situación anormal que pudiera significar algún riesgo a la operación de los trenes.

Las órdenes de precaución son medidas temporales y su colocación debe ser con buen criterio del empleado para no dañar innecesariamente al tráfico de trenes.

Las órdenes de precaución deben ser establecida de acuerdo a la siguiente indicación:

- 1) Debe definirse perfectamente el sitio o tramo que queda protegido con la orden, fijando claramente placas kilométricas y centros de postes, así como la vía o vías cubiertas. La cobertura de la orden de precaución debe incluir una distancia mínima de 200 m. antes y después del sitio o tramo afectado para que los trenes no frenen bruscamente en dicho tramo o sitios defectuosos.
- 2) Debe especificarse la velocidad a que se reduce la operación de los trenes, teniendo en cuenta que no sea inferior a la mínima de operación de las locomotoras y que sea la velocidad que garantice la seguridad del tráfico de trenes, en función de las condiciones estructurales que en ese momento presente el tramo de vía afectado.
- 3) Se debe indicar con detalle la causa por la que se limita la velocidad de los trenes.
- 4) Cuando por algún motivo, no sea posible cancelar alguna orden de precaución en un corto o mediano plazo, es necesario solicitar al área de Transportes se boletines, esto en tanto no se realicen los trabajos de renovación integral o de conservación intensiva, del tramo de vía afectado.
- 5) Es necesario registrar la fecha de colocación e la orden de precaución, así como la fecha probable de su cancelación.
- 6) El personal de Vía y Estructuras, encargado del tramo donde se hay establecido una orden de precaución, deberá darle un seguimiento continuo hasta su cancelación; cuando la causa se hay eliminado se deberá también verificar que la orden de precaución se hay anulado en el registro de la oficina de despacho
- 7) El personal de vía calificado deberá tener como primera prioridad la eliminación de las ordenes de precaución del tramo a su cargo. Al cancelar una orden de precaución deberá tenerse cuidado de retirar las banderas que indican la restricción de la velocidad en el tramo y restablecer la velocidad autorizada en los horarios.





- 8) En trabajos de rehabilitación y conservación de tramos de vía, el personal de vía deberá proteger el tráfico de trenes de acuerdo con lo que señala el Reglamento de Conservación de Vía para los Ferrocarriles Mexicanos (Reglas 99 y 627).
- 9) En vías recién niveladas o reconstruidas, el personal de conservación de vía deberá vigilar el paso de los primeros trenes a velocidad reducida, observando que no se produzcan cambios en la geometría de la vía, a menos que la vía haya sido estabilizada dinámicamente por medio de un estabilizador dinámico. En ese caso, los 2 primeros trenes se podrán operar a la velocidad que indique el horario, cuando sea menor de 40 km./h., siendo esta el límite. Los trenes siguientes podrán circular a la velocidad marcada en el horario.
- 10) Los cambios, por ser los puntos más delicados de la vía, deberán ser objeto de cuidado especial, colocándose ordenes de precaución cuando su funcionamiento no sea el adecuado por desajustes o piezas dañadas de acuerdo con la Regla 608 del Reglamento de Conservación de Vía.

**III.- ACCIONES CORRECTIVAS PARA LA SEGURIDAD DEL TRAFICO DE TRENES CON EL ESTABLECIMIENTO DE LAS ORDENES DE PRECAUCIÓN CORRESPONDIENTES.**

**Tabla A.-** Colocación de ordenes de precaución provisionales, en vías inspeccionadas por el carro detector de defectos internos de riel "SPERRY".

**Tabla B.-** Colocación de ordenes de precaución provisionales, por trabajos de vía.

**Tabla C.-** Colocación de ordenes de precaución provisionales, por defectos geométricos de la vía, marcados por el carro registrador geométrico de vía

**Tabla D.-** Colocación de ordenes de precaución provisionales, por reparación de estructuras.

**Tabla E.-** Colocación de órdenes de precaución provisionales, por defectos en estructuras.





**TABLA A**  
**APLICACION TEMPORAL DE RESTRICCIONES DE VELOCIDAD SOBRE LA VIA POR MEDIO DE**  
**INSPECCIONES REALIZADAS CON CARROS DETECTORES DE DEFECTOS DE RIELES.**

DEFECTO		ACCION CORRECTIVA QUE SE DEBE REALIZAR
DESCRIPCION	MAGNITUD	
FISURA TRANSVERSAL	20% o MENOR (Pequeño)	RESTRINGIR LA VELOCIDAD A 30 KM/H REEMPLAZAR EL RIEL DENTRO DE LOS SIGUIENTES 5 DIAS.
FISURA TRANSVERSAL	21% - 40% (Mediano)	RESTRINGIR LA VELOCIDAD A 15 KM/H. HASTA QUE SE COLOQUEN LAS PLANCHUELAS DE PROTECCION DESPUES DE ESTA ACCION, PROCEDER A 30 KM/H. REEMPLAZAR EL RIEL EN LOS SIGUIENTE 2 DIAS
FISURA TRANSVERSAL	41%-100% (Grande)	ASIGNAR A PERSONAL CALIFICADO PARA QUE SUPERVISE LOS MOVIMIENTOS DE LOS TRENES SOBRE EL RIEL. REEMPLAZAR EL RIEL INMEDIATAMENTE
FISURA COMPUESTA	20% o MENOR (Pequeño)	RESTRINGIR LA VELOCIDAD A 30 KM/H REEMPLAZAR EL RIEL EN LOS SIGUIENTES 5 DIAS.
FISURA COMPUESTA	21% - 40% (Mediano)	RESTRINGIR LA VELOCIDAD A 15 KM/H HASTA QUE SE COLOQUEN LAS PLANCHUELAS DE PROTECCION, DESPUES PROCEDER A 30 KM/H REEMPLAZAR EL RIEL EN LOS SIGUIENTES 2 DIAS
FISURA COMPUESTA	41% - 100% (Grande)	ASIGNAR A PERSONAL CALIFICADO PARA QUE SUPERVISE LOS MOVIMIENTOS DE LOS TRENES SOBRE EL RIEL. REEMPLAZAR EL RIEL INMEDIATAMENTE
FRACTURA DE DETALLE	20% o MENOR (Pequeño)	RESTRINGIR LA VELOCIDAD A 15 KM/H HASTA QUE SE COLOQUEN LAS PLANCHUELAS DE PROTECCION. DESPUES PROCEDER A 30 KM/H MAXIMO SEGUN EL CASO REEMPLAZAR EL RIEL DENTRO DE LOS 2 DIAS SIGUIENTES
FRACTURA DE DETALLE	21% - 40% (Mediano)	RESTRINGIR LA VELOCIDAD A 15 KM/H HASTA QUE SE COLOQUEN LAS PLANCHUELAS DE PROTECCION DESPUES PROCEDER A 30 KM/H REEMPLAZAR EL RIEL DENTRO DE LOS 2 DIAS SIGUIENTES
FRACTURA DE DETALLE	41% - 100% (Grande)	ASIGNAR A PERSONAL CALIFICADO PARA QUE SUPERVISE LOS MOVIMIENTOS DE LOS TRENES SOBRE EL RIEL. REEMPLAZAR EL RIEL INMEDIATAMENTE

**TABLA A (CONT.)  
 APLICACION TEMPORAL DE RESTRICCIONES DE VELOCIDAD SOBRE LA VIA POR MEDIO DE  
 INSPECCIONES REALIZADAS CON CARROS DETECTORES DE DEFECTOS DE RIELES**

DEFECTO		ACCION CORRECTIVA QUE SE DEBE REALIZAR
DESCRIPCION	GRADO	
FRACTURA POR PATINADURAS, SOLDADURA DEFECTUOSA	20% o MENOR (Pequeno)	RESTRINGIR LA VELOCIDAD A 30 KM/H. HASTA QUE SE COLOQUEN LAS PLANCHUELAS DE PROTECCION. DESPUES PROCEDER A VELOCIDAD NORMAL. REEMPLAZAR EL RIEL DENTRO DE LOS 5 DIAS SIGUIENTES
FRACTURA POR PATINADURAS, SOLDADURA DEFECTUOSA	21% - 40% (Mediano)	RESTRINGIR LA VELOCIDAD A 15 KM/H HASTA QUE SE COLOQUEN LAS PLANCHUELAS DE PROTECCION. REEMPLAZAR EL RIEL DENTRO DE LOS 2 DIAS SIGUIENTES
FRACTURA POR PATINADURAS, SOLDADURA DEFECTUOSA	41% - 100% (Grande)	ASIGNAR A PERSONAL CALIFICADO PARA QUE SUPERVISE LOS MOVIMIENTOS DE LOS TRENES SOBRE EL RIEL REEMPLAZAR EL RIEL INMEDIATAMENTE
GRIETAS EN EL HONGO EN SENTIDO HORIZONTAL o VERTICAL	0" - 2"	RESTRINGIR LA VELOCIDAD A 40 KM/H REEMPLAZAR EL RIEL DENTRO DE LOS SIGUIENTES 15 DIAS
GRIETAS EN EL HONGO EN SENTIDO HORIZONTAL o VERTICAL	2" - 4"	RESTRINGIR LA VELOCIDAD A 30 KM/H REEMPLAZAR EL RIEL EN LOS SIGUIENTES 5 DIAS



**TABLA A (CONT.)  
 APLICACION TEMPORAL DE RESTRICCIONES DE VELOCIDAD SOBRE LA VIA POR MEDIO DE  
 INSPECCIONES REALIZADAS CON CARROS DETECTORES DE DEFECTOS DE RIELES**

DEFECTO		ACCION CORRECTIVA QUE SE DEBE REALIZAR
DESCRIPCION	GRADO	
GRIETAS EN EL HONGO EN SENTIDO HORIZONTAL O VERTICAL	4" o MAYOR	RESTRINGIR LA VELOCIDAD A 15 KM/H REEMPLAZAR EL RIEL INMEDIATAMENTE
GRIETAS EN EL HONGO EN SENTIDO HORIZONTAL O VERTICAL	RUPTURA EN EL HONGO DEL RIEL	ASIGNAR A PERSONAL CALIFICADO PARA QUE SUPERVISE LOS MOVIMIENTOS DE LOS TRENES SOBRE EL RIEL REEMPLAZAR EL RIEL INMEDIATAMENTE
GRIETAS EN EL ALMA Y RIEL ENTUBADO SEPARACION ENTRE EL HONGO Y EL ALMA	0" - 1/2"	RESTRINGIR LA VELOCIDAD A 40 KM/H REEMPLAZAR EL RIEL EN LOS SIGUIENTES 15 DIAS
GRIETAS EN EL ALMA Y RIEL ENTUBADO SEPARACION ENTRE EL HONGO Y EL ALMA	1/2" - 3"	RESTRINGIR LA VELOCIDAD A 30 KM/H REEMPLAZAR EL RIEL EN LOS SIGUIENTES 5 DIAS
GRIETAS EN EL ALMA Y RIEL ENTUBADO SEPARACION ENTRE EL HONGO Y EL ALMA	3" o MAYOR	RESTRINGIR LA VELOCIDAD A 15 KM/H REEMPLAZAR EL RIEL INMEDIATAMENTE
GRIETAS EN EL ALMA Y RIEL ENTUBADO SEPARACION ENTRE EL HONGO Y EL ALMA	RUPTURA EN EL HONGO DEL RIEL	ASIGNAR A PERSONAL CALIFICADO PARA QUE SUPERVISE LOS MOVIMIENTOS DE LOS TRENES SOBRE EL RIEL REEMPLAZAR EL RIEL INMEDIATAMENTE
GRIETAS EN LOS ORIFICIOS DEL RIEL EN JUNTAS EMPLANCHUELADAS	0" - 1/2"	RESTRINGIR LA VELOCIDAD A 40 KM/H REEMPLAZAR EL RIEL EN LOS SIGUIENTES 5 DIAS

**TABLA A (CONT.)**  
**APLICACION TEMPORAL DE RESTRICCIONES DE VELOCIDAD SOBRE LA VIA POR MEDIO DE**  
**INSPECCIONES REALIZADAS CON CARROS DETECTORES DE DEFECTOS DE RIELES.**

DEFECTO		ACCION CORRECTIVA QUE SE DEBE REALIZAR
DESCRIPCION	MAGNITUD	
GRIETAS EN LOS ORIFICIOS DEL RIEL EN LAS JUNTAS EMPLANCHUELAS	1/2" - 1 1/2"	RESTRINGIR LA VELOCIDAD A 30 KM/H REEMPLAZAR EL RIEL EN LOS SIGUIENTES 5 DIAS
GRIETAS EN LOS ORIFICIOS DEL RIEL EN LAS JUNTAS EMPLANCHUELAS	1 1/2" o MAYOR	RESTRINGIR LA VELOCIDAD A 15 KM/H REEMPLAZAR EL RIEL INMEDIATAMENTE
GRIETAS EN LOS ORIFICIOS DEL RIEL SOLDADO	MAYOR DE 1/2"	RESTRINGIR LA VELOCIDAD A 15 KM/H REEMPLAZAR EL RIEL INMEDIATAMENTE
GRIETAS EN LOS ORIFICIOS	RUPTURA QUE LLEGA HASTA EL HONGO DEL RIEL	ASIGNAR A PERSONAL CALIFICADO PARA QUE SUPERVISE LOS MOVIMIENTOS DE LOS TRENES SOBRE EL RIEL REEMPLAZAR EL RIEL INMEDIATAMENTE
RUPTURA EN EL PATIN DEL RIEL	0" - 6"	RESTRINGIR LA VELOCIDAD A 30 KM/H HASTA QUE SE COLOQUEN Y ATORNILLEN LAS PLANCHUELAS DE PROTECCION  REEMPLAZAR EL RIEL EN LOS SIGUIENTES 2 DIAS
RUPTURA EN EL PATIN DEL RIEL	6" o MAYOR	ASIGNAR A PERSONAL CALIFICADO PARA QUE SUPERVISE LOS MOVIMIENTOS DE LOS TRENES SOBRE EL RIEL REEMPLAZAR EL RIEL INMEDIATAMENTE.
RUPTURA ORDINARIA	TOTAL	ASIGNAR A PERSONAL CALIFICADO PARA QUE SUPERVISE LOS MOVIMIENTOS DE LOS TRENES SOBRE EL RIEL REEMPLAZAR EL RIEL INMEDIATAMENTE
RIEL DAÑADO	PARCIAL	COLOCAR LAS PLANCHUELAS DE PROTECCION EN LOS SIGUIENTES 15 DIAS RESTRINGIR LA VELOCIDAD A 30 KM/H HASTA QUE SE COLOQUEN LAS PLANCHUELAS DESPUES PROCEDER A 40 KM/H MAXIMO PROGRAMAR EL CAMBIO DEL RIEL

**TABLA B**  
**APLICACION TEMPORAL DE RESTRICCIONES DE VELOCIDAD PARA EFECTUAR TRABAJOS SOBRE LA VIA**

TIPO DE TRABAJO	TEMPERATURA MAXIMA DEL RIEL EN EL DIA	DURACION MINIMA Y VELOCIDAD MAXIMA SOBRE LA RESTRICCION PARA ESTABILIZAR LA VIA DESPUES DE HABER TERMINADO LOS TRABAJOS
COLOCACION DE RIEL EN CURVAS Y SUBSTITUCION DE RIEL DEFECTUOSO	CUALQUIERA	1 TREN A UNA VELOCIDAD DE 25 KM/H SI LA VIA ESTA CORRECTA, SE PODRA AUTORIZAR LA VELOCIDAD MAXIMA
RENOVACION DE DURMIENTES AISLADOS Y EN GRUPOS DESGUARNECIDO Y NIVELACION	40°C Y MAYOR	20 TRENES A UNA VELOCIDAD DE 30KM/H SI LA VIA CONTINUA CORRECTA SE PODRA AUTORIZAR LA VELOCIDAD MAXIMA
	24°C - 39°C	10 TRENES A 30KM/H SI LA VIA CONTINUA CORRECTA SE PODRA AUTORIZAR LA VELOCIDAD MAXIMA
	23°C Y MENOR	5 TRENES A UNA VELOCIDAD DE 30 KM/H SI LA VIA ESTA CORRECTA, ENTONCES SE PODRA AUTORIZAR LA VELOCIDAD MAXIMA.
NIVELACION CON ESTABILIZADOR DINAMICO	CUALQUIERA	SI LA VIA ESTA CORRECTA, ENTONCES SE PODRA AUTORIZAR LA VELOCIDAD MAXIMA

**TABLA B (CONT.)  
 APLICACION TEMPORAL DE RESTRICCIONES DE VELOCIDAD PARA EFECTUAR TRABAJOS SOBRE LA VIA**

TIPO DE TRABAJO	TEMPERATURA MAXIMA DEL RIEL EN EL DIA	DURACION MINIMA Y VELOCIDAD MAXIMA SOBRE LA RESTRICCION PARA ESTABILIZAR LA VIA DESPUES DE HABER TERMINADO LOS TRABAJOS
DESGUARNECIDO EN TRAMOS CORTOS Y EN GRANDES LONGITUDES SIN NIVELACION	CUALQUIERA	2 TRENES A UNA VELOCIDAD DE 15 KM/H SI LA VIA ESTA CORRECTA. PROCEDER A 25 KM/H HASTA QUE SE EFECTUEN TRABAJOS DE NIVELACION
JUNTAS DISPAREJAS ENTRE RIELES HASTA CON 1/4" DE DIFERENCIA DE ALTURAS	CUALQUIERA	30 KM/H
JUNTAS DISPAREJAS ENTRE RIELES HASTA CON 3/16" DE DIFERENCIA DE ALTURAS	CUALQUIERA	40 KM/H
JUNTAS DISPAREJAS ENTRE RIELES HASTA 1/4" POR EL LADO DE ESCANTILLON	CUALQUIERA	15 KM/H
JUNTAS DISPAREJAS ENTRE RIELES HASTA 3/16" POR EL LADO DE ESCANTILLON	CUALQUIERA	40 KM/H

**TABLA C**  
**RESTRICCIONES TEMPORALES DE VELOCIDAD POR DEFICIENCIAS EN LA GEOMETRIA DE LA VIA DETECTADAS CON EL CARRO REGISTRADOR**  
 (DRESINA)

MEDICIONES EFECTUADAS CON EL CARRO PARA ANALIZAR LA GEOMETRIA DE LA VIA	SIN ORDEN DE PRECAUCION		PASAJEROS 50 KM/H / CARGA 30 x M/H	
	DE	HASTA, INCLUYENDO	MAYOR DE	HASTA, INCLUYENDO
ALINEAMIENTO EN 10 m	0'	20 mm.	21 mm	35 mm
ESCANTILLON ABIERTO EN TANGENTE	0'	20 mm.	21 mm	25 mm
ESCANTILLON ABIERTO EN CURVA	0'	25 mm	26 mm	30 mm
ESCANTILLON CERRADO	0'	12 mm.	* N/A	N/A
NIVELACION (JUNTAS BAJAS)	0'	22 mm	23 mm	35 mm
DISCREPANCIA DE SOBRE ELEVACION	0'	22 mm	23 mm	35 mm
NIVEL TRANSVERSAL EN TANGENTE	0'	25 mm	26 mm	35 mm
DEFICIENCIAS EN ALABEO DE 3 50 m	0'	25 mm.	26 mm	35 mm
DEFICIENCIA EN ALABEO DE 18 90 m	0'	35 mm	36 mm	55 mm
HUNDIMIENTO EN LA NIVELACION	0'	22 mm	23 mm	35 mm
DEFICIENCIA DE NIVEL EN CAMBIO	0'	14 mm	15 mm	22 mm

\* NO SE APLICA



**TABLA C (CONT.)**  
**RESTRICCIONES TEMPORALES DE VELOCIDAD POR DEFICIENCIAS EN LA GEOMETRIA DE LA VIA, DETECTADAS CON EL CARRO REGISTRADOR (DRESINA).**

MEDICIONES EFECTUADAS CON UN VEHICULO PARA ANALIZAR LA GEOMETRIA DE LA VIA	PASAJEROS 30 KM/H / CARGA 20 KM/H		15 KM/H		FUERA DE SERVICIO
	MAYOR DE	HASTA, INCLUYENDO	MAYOR DE	HASTA, INCLUYENDO	MAYOR DE
ALINEAMIENTO EN 10 m	35 mm	50 mm	50 mm	75 mm	75 mm
ESCANTILLON ABIERTO EN TANGENTE	25 mm	30 mm	30 mm	35 mm	35 mm
ESCANTILLON ABIERTO SOBRE CURVA	30 mm	32 mm	32 mm	35 mm	35 mm
ESCANTILLON CERRADO	N/A	N/A	N/A	N/A	12 mm
NIVELACION (JUNTAS BAJAS)	35 mm	45 mm	45 mm	50 mm	50 mm
DISCREPANCIA DE SOBREF ELEVACION	35 mm	50 mm	50 mm	65 mm	65 mm
NIVEL TRANSVERSAL TANGENTE	35 mm	50 mm	50 mm	65 mm	65 mm
IRREGULARIDADES ALARFO DE 3.50 m	* N/A	N/A	N/A	N/A	35 mm
ALARFO DE 18.90 m	N/A	N/A	N/A	N/A	55 mm
HUNDIMIENTO EN LA NIVELACION	35 mm	40 mm	40 mm	50 mm	50 mm
DEFICIENCIA DE NIVEL EN CAMBIOS	22 mm	25 mm	25 mm	32 mm	32 mm

\* NO SE APLICA

**TABLA D**  
**RESTRICCIONES TEMPORALES DE VELOCIDAD PARA EFECTUAR**  
**REPARACIONES SOBRE ESTRUCTURAS**

TIPO DE TRABAJO	TEMPERATURA DE RIEL	VELOCIDAD MAXIMA RESTRICTIVA
PREPARACION PARA LA CONSTRUCCION DE UN PUENTE	CUALQUIERA	20 KM/H
RECONSTRUCCION O REPARACION DE LA SUB-ESTRUCTURA	CUALQUIERA	15 KM/H
INSTALACION O REPARACION DE LA SUPERESTRUCTURA	CUALQUIERA	15 KM/H
NUEVA ESTRUCTURA DE VIA CON CUBETA BALASTADA	CUALQUIERA	10 TRENES A UNA VELOCIDAD DE 15 KM/H DESPUES PROCEDER CON LOS 10 TRENES A 30 KM/H
NUEVA ESTRUCTURA DE VIA (CUBIERTA ABIERTA SIN AJUSTAR)	CUALQUIERA	15 KM/H. HASTA QUE LA CUBIERTA Y TODA LA TORNILLERIA RELACIONADA SEA FIJADA CON SEGURIDAD
REEMPLAZO DE DURMIENTES EN PUENTES CON CUBIERTA ABIERTA	MENOR DE 38°C	30 KM/H HASTA QUE TODA LA TORNILLERIA RELACIONADA SEA FIJADA CON SEGURIDAD
	38°C o MAYOR	15 KM/H HASTA QUE TODA LA TORNILLERIA RELACIONADA SEA FIJADA CON SEGURIDAD
REEMPLAZO DE LARGUEROS	CUALQUIERA	15 KM/H HASTA QUE TODA LA TORNILLERIA RELACIONADA O REMACHES SE FIJEN CON SEGURIDAD
REEMPLAZO DE CABEZALES	CUALQUIERA	15 KM/H HASTA QUE TODA LA TORNILLERIA RELACIONADA SEA FIJADA CON SEGURIDAD
COLOCACION DE PILOTES Y CONTRA VENTEO	CUALQUIERA	15 KM/H HASTA QUE TODA LA TORNILLERIA RELACIONADA SEA FIJADA CON SEGURIDAD
EXCAVACION Y COLOCACION DE MUERTOS	CUALQUIERA	10 TRENES A UNA VELOCIDAD DE 15 KM/H, DESPUES PROCEDER CON LOS 10 TRENES A 30 KM/H

NOTA : LOS TRENES SEÑALADOS ANTERIORMENTE SON TRENES DE CARGA PARA FINES DE ESTABILIZACION, 6 TRENES DE PASAJEROS SE CONTARAN COMO UN TREN DE CARGA.

**TABLA D (CONT.)  
RESTRICCIONES TEMPORALES DE VELOCIDAD PARA EFECTUAR  
REPARACIONES SOBRE ESTRUCTURAS**

TIPO DE TRABAJO	TEMPERATURA DE RIEL	VELOCIDAD MAXIMA RESTRICTIVA
REEMPLAZO DEL GUARDA BALASTO	CUALQUIERA	15 KM/H. HASTA QUE SE TERMINE LA INSTALACION
REEMPLAZO DE MIEMBROS Y ELEMENTOS DE ACERO	CUALQUIERA	15 KM/H. HASTA QUE SE TERMINE LA INSTALACION
EXCAVAR Y CONSTRUIR ALCANTARILLAS INCLUYENDO LOS TRABAJOS PARA RELLENAR		CUANDO EL TRABAJO ESTE TERMINADO PASAR 10 TRENES A UNA VELOCIDAD DE 15 KM/H DESPUES PROCEDER CON LOS 10 TRENES A 30 KM/H

NOTA · LOS TRENES SENALADOS ANTERIORMENTE SON TRENES DE CARGA PARA FINES DE ESTABILIZACION,  
6 TRENES DE PASAJEROS SE CONTARAN COMO UN TREN DE CARGA

**TABLA E**  
**RESTRICCIONES TEMPORALES DE VELOCIDAD POR DEFECTOS EN ESTRUCTURAS**

TIPO DE DEFECTO		ACCION CORRECTIVA
TRES DURMIENTES CONSECUTIVOS EN PUENTES METALICOS QUE DEBEN SER REEMPLAZADOS		RESTRINGIR LA VELOCIDAD A UN MAXIMO DE 25 KM/H HASTA QUE LAS CONDICIONES SEAN CORREGIDAS
LARGUEROS ROTOS EN TRIPLEX		<p>EN EL CASO DE UN LARGUERO ROTO RESTRINGIR LA VELOCIDAD A 15 KM/H HASTA QUE SE REEMPLAZE O SE COLOQUE OTRO LARGUERO DE APOYO O AUXILIAR</p> <p>EN EL CASO DE DOS LARGUEROS ROTOS SUSPENDER EL TRAFICO HASTA QUE DICHOS LARGUEROS SEAN REEMPLAZADOS O SE COLOQUEN OTROS DE APOYO O AUXILIARES</p>
LARGUEROS ROTOS EN CUADRUPLEX		<p>EN EL CASO DE 2 LARGUEROS ROTOS, RESTRINGIR LA VELOCIDAD A 15 KM/H HASTA QUE DICHOS LARGUEROS SEAN REEMPLAZADOS O SE COLOQUEN OTROS DE APOYO O AUXILIARES</p> <p>EN EL CASO DE 3 LARGUEROS ROTOS SUSPENDER EL SERVICIO HASTA QUE DICHOS LARGUEROS SEAN REEMPLAZADOS O SE COLOQUEN OTROS DE APOYO O AUXILIARES</p>
LARGUEROS ROTOS EN QUINTUPLEX		<p>EN EL CASO DE 2 LARGUEROS ROTOS, RESTRINGIR LA VELOCIDAD A 25 KM/H HASTA QUE DICHOS LARGUEROS SEAN REEMPLAZADOS O SE COLOQUEN OTROS DE APOYO O AUXILIARES</p> <p>EN EL CASO DE 3 LARGUEROS ROTOS, RESTRINGIR LA VELOCIDAD A 15 KM/H HASTA QUE DICHOS LARGUEROS SEAN REEMPLAZADOS O SE COLOQUEN OTROS DE APOYO O AUXILIARES</p> <p>EN EL CASO DE 4 LARGUEROS ROTOS SUSPENDER EL SERVICIO DEL PUENTE HASTA QUE DICHOS LARGUEROS SEAN REEMPLAZADOS O SE COLOQUEN OTROS DE APOYO O AUXILIARES</p>
CUALQUIER TIPO DE DEFECTO EN LOS CABEZALES Y PILOTES		RESTRINGIR LA VELOCIDAD A 25 KM/H HASTA QUE LAS CONDICIONES SEAN CORREGIDAS, O BIEN SE EFECTUE UNA INSPECCION POR PERSONAL CALIFICADO PARA MODIFICARLA

**TABLA E (CONT.)  
RESTRICCIONES TEMPORALES DE VELOCIDAD POR DEFECTOS EN ESTRUCTURAS**

TIPO DE DEFECTO		ACCION CORRECTIVA
TRABES DE ACERO, DAÑOS EN MIEMBROS CRITICOS		SUSPENDER EL SERVICIO DEL PUENTE HASTA QUE SE REALICEN LOS TRABAJOS DE REEMPLAZO O SE INSPECCIONE POR PERSONAL CALIFICADO PARA SITUAR LA ORDEN DE PRECAUCION CORRESPONDIENTE
DAÑOS EN LOS COMPONENTES DE CONCRETO		RESTRINGIR LA VELOCIDAD A 25 KM/H HASTA QUE LAS CONDICIONES SEAN CORREGIDAS, O BIEN SE EFECTUE UNA INSPECCION POR PERSONAL CALIFICADO PARA MODIFICARLA
SUB-ESTRUCTURA DE ACERO DAÑOS EN LOS COMPONENTES CRITICOS		SUSPENDER EL SERVICIO DEL PUENTE HASTA QUE SE REALICEN LOS TRABAJOS DE REEMPLAZO O SE INSPECCIONE POR PERSONAL CALIFICADO PARA SITUAR LA ORDEN DE PRECAUCION CORRESPONDIENTE



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.  
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

## **CURSO INSTITUCIONAL**

**INSPECCION, MANTENIMIENTO Y REHABILITACION  
DE PUENTES**

**del 27 de octubre al 7 de noviembre de 1997**

**EVALUACION DE PUENTES PARA EL PASO DE  
CARGAS EXTRAORDINARIAS**

**Ing. Alberto Frego Vázquez  
Palacio de Minería  
91,**

# **CURSO DE CAPACITACION**

**INSPECCION, MANTENIMIENTO Y REHABILITACION DE  
PUENTES**

**EVALUACION DE PUENTES PARA EL PASO DE  
CARGAS EXTRAORDINARIAS**

**ING. ALBERTO FREGOSO VAZQUEZ**

**OCTUBRE 1997**

## PROCEDIMIENTO RACIONAL DE ANALISIS PARA PERMITIR EL TRANSITO DE SOBRECARGAS SOBRE LAS ESTRUCTURAS DE PUENTES

### RESUMEN:

AQUI SE TRATA DE ESTABLECER UN PROCEDIMIENTO RACIONAL PARA CALCULAR LA CARGA LIMITE PERMISIBLE EN LOS VEHICULOS QUE TRANSITAN EN UNA RUTA GOBERNADA POR LAS CARACTERISTICAS ESTRUCTURALES DE LOS PUENTES, SIN TENER QUE EVALUAR ANALITICAMENTE TODAS LAS ESTRUCTURACIONES DE LOS MISMOS. LA BASE DE ESTE PROCEDIMIENTO ES CONSIDERAR LA PEOR COMBINACION DE LOS PESOS BRUTOS VEHICULARES MAXIMOS A LOS QUE PRESUMIBLEMENTE SE VERA SUJETO EL PUENTE DURANTE SU VIDA UTIL. CON FUNDAMENTO EN LAS MAS SEVERAS COMBINACIONES DE CARGAS, SE CALCULAN LOS MAXIMOS INCREMENTOS SOBRE LAS CARGAS LEGALES ADMITIDAS, EN EL ANALISIS DEL CONTROL DE VEHICULOS CON EXCESO DE PESO.

EL HECHO COTIDIANO DEL TRANSITO DE COMBINACIONES VEHICULARES CON EXCESO DE PESO A TRAVES DE LAS CARRETERAS EN JURISDICCION FEDERAL, PROPICIA QUE POR LOS PUENTES TRANSITEN VEHICULOS MUCHO MAS PESADOS QUE AQUELLOS CON LOS QUE FUE PROYECTADA LA ESTRUCTURA DE LOS MISMOS O LOS QUE LEGALMENTE SE PERMITEN EN EL REGLAMENTO. ALTERNATIVAMENTE, DE ACUERDO CON LOS PROCEDIMIENTOS DESARROLLADOS, LA MAXIMA CARGA PERMISIBLE EN UN PERMISO ESPECIAL DE TRANSITO DE UNA COMBINACION EXCEDIDA EN DIMENSIONES DE PESO Y/O LONGITUDES, PUEDE OBTENERSE DEL CONOCIMIENTO DEL TRANSITO DE VEHICULOS PESADOS QUE EL PUENTE SOPORTARA DURANTE SU VIDA UTIL.



## VALUACION DE LA CAPACIDAD DE PUENTES

### I.- INTRODUCCION

ES MUY CONOCIDO QUE EN EL EJERCICIO DE LA PROFESION DE LA INGENIERIA SE HA DADO CONSIDERABLE ATENCION AL DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE PUENTES Y QUE TALES DISEÑOS REQUIEREN NUEVAS TECNICAS ANALITICAS Y ESPECIFICACIONES PARA GARANTIZAR LA SEGURIDAD DE LA ESTRUCTURA. SEMEJANTES DISEÑOS OFRECEN A LAS DEPENDENCIAS DE CARRETERAS NUEVOS DESAFIOS Y RESPONSABILIDADES. SIN EMBARGO, ESAS OFICINAS TIENEN UNA GRAN RESPONSABILIDAD EN MANTENER LA SEGURIDAD DE ESAS NUEVAS ESTRUCTURAS Y TAMBIEN MAS IMPORTANTEMENTE, LA DE AQUELLOS PUENTES QUE HAN ESTADO EN SERVICIO POR MUCHOS AÑOS.

EXISTEN MUCHOS PUENTES ANTIGUOS EN TODA LA RED DE CARRETERAS DEL PAIS Y REALMENTE EN SERVICIO AUN CUANDO NO HAYAN SIDO PROPIAMENTE MANTENIDOS. SI LAS OFICINAS DE LAS DIFERENTES DEPENDENCIAS DECIDEN REEMPLAZAR ESTOS PUENTES, EL COSTO SERA PROHIBITIVO; ESTO ES, EL MANTENIMIENTO APROPIADO LA CONSERVACION Y LA VALUACION DE LOS PUENTES ES UNA NECESIDAD.

LA VALUACION DE ESTOS PUENTES ES REALIZADA POR UNA COMBINACION DE INSPECCION DE CAMPO DE LOS PUENTES Y UN ESTUDIO ANALITICO, COMO LA GOBERNADA POR LAS NUEVAS GUIAS AASHTO PARA VALUACION DE PEUNTES, **GUIDE SPECIFICATION FOR STRENGTH EVALUACION OF EXISTING STEEL AND CONCRETE BRIDGES, 1989** (ESPECIFICACIONES GUIA PARA EVALUACION DE LA RESISTENCIA DE PUENTES EXISTENTES - DE ACERO Y DE CONCRETO, 1989) QUE EN LO SUCESIVO SE DENOMINARAN EGER, LAS CUALES PROPORCIONAN UNA METODOLOGIA PARA VALUAR LA CAPACIDAD DE LOS PUENTES UTILIZANDO FACTORES DE CARGA Y FACTORES DE RESISTENCIA. ESTE NUEVO PROCEDIMIENTO PERMITE OBTENER UNA VALIOSA HERRAMIENTA DENTRO DE LA TOMA DE DECISIONES RACIONALES, COMBINANDO LA TEORIA DE LA PROBABILIDAD, ANALISIS DE DATOS ESTADISTICOS Y EL BUEN JUICIO DE INGENIERIA.

## II.-

### LA SEGURIDAD DE LAS ESTRUCTURACIONES DE PUENTES

MIENTRAS QUE LA PREOCUPACION POR LA SEGURIDAD HA ESTADO SIEMPRE PRESENTE EN EL ESPIRITU DE LOS PROYECTISTAS Y CONSTRUCTORES, RESULTA SORPRENDENTE QUE LAS PRIMERAS INVESTIGACIONES SERIAS EN UN ASPECTO TAN IMPORTANTE SEAN RELATIVAMENTE RECIENTES, Y SUS RESULTADOS TODAVIA POCO CONOCIDOS Y ESCASAMENTE ENSEÑADOS.

A PRINCIPIO DE ESTE SIGLO, AL EMPEZAR A CONSTRUIRSE CON CONCRETO ARMADO, FUE PRECISO REFERIR TAL LIMITE DE SEGURIDAD, A LA RESISTENCIA DEL MATERIAL, YA QUE LA DEL CONCRETO, AL REVES DE LA DEL ACERO, PODIA VARIAR EN GRANDES PROPORCIONES.

SE ADMITIA ENTONCES QUE LA SEGURIDAD ERA SUFICIENTE SI EL ESFUERZO CALCULADO "F" NO SUPERABA UNA CIERTA FRACCION DE LA RESISTENCIA DEL MATERIAL

$$F_a \leq \frac{R}{K}$$

ESTE ES EL METODO DE LOS "ESFUERZOS ADMISIBLES", QUE, HASTA FECHA RECIENTE UTILIZARON TODOS LOS REGLAMENTOS DE CALCULO Y LO SIGUEN UTILIZANDO ALGUNOS.

EL ESFUERZO ADMISIBLE  $F_a$  ES IGUAL A  $R/K$ , EL NUMERO  $K=R/F_a$  SE LLAMABA GENERALMENTE COEFICIENTE DE SEGURIDAD AL CUAL SE LE ATRIBUIAN, EMPIRICAMENTE, VALORES COMPRENDIDOS ENTRE 3 Y 4.

LO MISMO OCURRIO CON LA EVOLUCION DE LOS REGLAMENTOS DE CARGA. EN LO QUE A SOBRECARGA SOBRE PUENTES CARRETEROS SE REFIERE, SE HA BUSCADO REPRESENTAR POR MEDIO DE CONVOYES FIJOS Y CARGAS REPARTIDAS UNIFORMES LOS EFECTOS DE LOS VEHICULOS REALES.

LAS CARGAS REGLAMENTADAS HAN EXPERIMENTADO CRECIMIENTOS CONTINUADOS, EN PARALELO CON EL AUMENTO DEL NUMERO Y PESO DE LOS -- VEHICULOS.

LAS CARGAS Y RESISTENCIAS SON, PUES, VARIABLES ALEATORIAS, POR LO QUE NO CABE PLANTEAR LOS CALCULOS SOBRE CONCEPTOS DE VALORES MAXIMOS O MINIMOS.

EN EL PLANTEO DE LAS VARIACIONES POSIBLES EN CARGAS Y RESISTENCIAS, EXISTEN MUCHAS OTRAS INCERTIDUMBRES, QUE PROVIENEN DE LA DIFERENCIA ENTRE LOS ESQUEMAS DE CALCULO, SIEMPRE SIMPLIFICADOS, Y LA REALIDAD; INEXACTITUDES EN EL MISMO, VARIACIONES EN LAS DIMENSIONES DE LOS ELEMENTOS Y EN LAS POSICIONES DE LAS ARMADURAS, SIN CONTAR TODOS LOS DEMAS ASPECTOS SITUADOS AL MARGEN DEL ANALISIS.

EL COEFICIENTE DE SEGURIDAD, K, TIENE COMO MISION CUBRIR TODO ESTE CONJUNTO DE INCERTIDUMBRES, PERO AL PROVENIR DE UNA DECISION ARBITRARIA Y EMPIRICA, EN MODO ALGUNO PERMITE APRECIAR LA SEGURIDAD REAL DE LA OBRA, NI SIQUIERA DE MODO APROXIMADO. LOS MARGENES DE SEGURIDAD QUE DE EL RESULTAN PUEDEN VARIAR MUCHO ENTRE UNA Y OTRA CONSTRUCCION, E, INCLUSO, ENTRE UNO Y OTRO ELEMENTO DE UNA MISMA OBRA.

### III.- PROCEDIMIENTO DE EVALUACION

EN ESTE CONTEXTO RESULTA ILUSORIO PLANTEARSE UNA SEGURIDAD ABSOLUTA, Y EL PROBLEMA DE LA SEGURIDAD CONSISTE EN LIMITAR LA PROBABILIDAD DE RUINA DE UNA OBRA A UN VALOR SUFICIENTEMENTE PEUÑO Y, POR TANTO. ACEPTABLE, TENIENDO EN CUENTA EL CARACTER -- ALEATORIO DE TODOS LOS ELEMENTOS DEL CALCULO Y CON BASE EN LA EXISTENCIA DE CONCEPTOS MAS MODERNOS QUE EL FACTOR O COEFICIENTE DE SEGURIDAD, EN ESTE ANALISIS CONSIDERAMOS VALIDOS LOS REFERENTES A FACTORES DE CARGA Y RESISTENCIA, ESTE PROCEDIMIENTO -- PROPICIA COMO YA SE COMENTO, COMBINAR LA TEORIA DE PROBABILIDAD,

DATOS ESTADISTICOS Y JUICIOS DE INGENIERIA DENTRO DE UNA HERRAMIENTA RACIONAL PARA TOMAR DECISIONES, EN PARTICULAR, EL PROCEDIMIENTO PERMITE AL INGENIERO EL USO DE UNA MANERA CONSISTENTE DE INFORMACION ESPECIFICA DEL SITIO, PARA MEJORAR SI ES NECESARIO, SU JUICIO SOBRE EL NIVEL DE CLASIFICACION DE SEGURIDAD PARA UN PUENTE EN PARTICULAR. ASIMISMO, SE INCORPORA METODOLOGIA PROPUESTA POR "AASHTO" EN SUS "GUIDE SPECIFICATIONS FOR STRENGTH EVALUATION OF EXISTING STEEL AND CONCRETE BRIGGES", 1989 (EGER), PERMITE EVALUAR LA CAPACIDAD DE CARGA DE CASI TODOS LOS PUENTES EXISTENTES; EN LAS ESTRUCTURACIONES DE ACERO INCLUYE PUENTES CON ARMADURAS O CON TRABES SIMPLEMENTE APOYADAS O CONTINUAS, EN LOS PUENTES DE CONCRETO INCLUYE ESTRUCTURACIONES DE LOSA, TRABES, VIGAS T Y DE SECCION CAJON O CELULAR DE CLAROS CORTO A MEDIANO. ASIMISMO SE CONTEMPLAN LOS CONSTRUIDOS CON ELEMENTOS DE CONCRETO PRESFORZADO.

EN LA DIRECCION GENERAL DE CONSERVACION DE CARRETERAS, LOS PRECEPTOS, NORMAS Y ESPECIFICACIONES PARA EL CALCULO DE LA CAPACIDAD DE UN PUENTE QUE SOPORTARA TRANSITO NORMAL, IMPLICITAMENTE TOMAN EN CUENTA LOS SIGUIENTES ASPECTOS:

- 1.- EL PESO BRUTO VEHICULAR, DIMENSIONES DE LONGITUD Y CARGA - POR EJE DE LOS VEHICULOS REGLAMENTADOS PERMITIDOS. CONFORME A LA CLASIFICACION CORRESPONDIENTE AL TIPO DE CAMINO, COMO UNA POSIBILIDAD EN LA DETERMINACION DEL FACTOR DE CARGA VIVA, RESPECTO A LA CARGA VIVA DE DISEÑO CONTEMPLADA EN LAS ESPECIFICACIONES.
- 2.- TIPO DE PUENTE EN SUBESTRUCTURA Y PRIMORDIALMENTE EN SU PERESTRUCTURA.
- 3.- NUMERO DE CARRILES EN EL PUENTE.
- 4.- LONGITUD DEL CLARO.
- 5.- EXCESO ACCIDENTAL O DELIBERADO EN EL PESO DE LAS CARGAS EN LOS EJES, RESPECTO AL LEGALMENTE PERMITIDO.

- 6.- POSICION DEL VEHICULO EN LA SECCION TRANSVERSAL DEL PUENTE.
- 7.- PRESENCIA SIMULTANEA DE MAS DE UN VEHICULO EN LA SECCION TRANSVERSAL DEL PUENTE.
- 8.- PRESENCIA SIMULTANEA DE MAS DE UN VEHICULO EN EL MISMO CARRIL DE CIRCULACION.
- 9.- ANCHO DEL VEHICULO.
- 10.- LA VELOCIDAD DEL VEHICULO, REPRESENTADA COMO CARGA DINAMICA O FACTOR DE IMPACTO.

EN EL CASO DEL ESTUDIO NECESARIO PARA LA ELABORACION DE UN DICTAMEN TECNICO SOBRE LA TRANSPORTACION DE UNA CARGA ESPECIFICA EN UN VEHICULO ESPECIAL CON EXCESO DE DIMENSIONES EN PESO Y/O LONGITUDES, LOS ULTIMOS SEIS ASPECTOS ENUNCIADOS. DEBEN SER CONOCIDOS PREVIAMENTE CON ALGUN GRADO DE CERTIDUMBRE, O ESTIPULADOS COMO UNA CONDICION A LA CUAL DEBE DARSE CUMPLIMIENTO, UN CO NOCIMIENTO FIDEDIGNO O CONFIABLE DE ESOS ASPECTOS PUEDE USARSE CON VENTAJA PARA PERMITIR EL TRANSITO SOBRE UNA ESTRUCTURA DE UNA COMBINACION VEHICULAR SUBSTANCIALMENTE PESADA, SIN LLEGAR A COMPROMETER DEMASIADO LA SEGURIDAD DE LA MISMA.

FINALMENTE, EN LA EVALUACION DE LA CARGA MAXIMA QUE PUEDE SOPORTAR UN PUENTE EXISTENTE, NO ES RACIONAL ESTABLECER QUE TODOS LOS FACTORES DESFAVORABLES SE PRESENTARAN SIMULTANEAMENTE, EN LUGAR DE ELLO ES RECOMENDABLE USAR UNA TECNICA CON LA CUAL SE EFECTUE UNA ESTIMACION REALISTA DE LAS PEORES MEZCLAS DE TRAN SITO VEHICULAR NORMAL QUE EL PUENTE PUEDE EXPERIMENTAR, PARA EN TONCES CON ESTAS BASES PODER CALCULAR EL SOBREPESO PERMISIBLE EN UN VEHICULO QUE TRANSITARA SOBRE LA ESTRUCTURA.

## SUMARIO.

CONFORME A LO QUE SE HA EXPRESADO, AL DETERMINAR QUE UNA ESTRUCTURA TENGA POSIBILIDAD DE INCREMENTAR SU HABILIDAD PARA SOPORTAR UNA CARGA EXCEDIDA EN PESO, DEPENDERA DE LAS RESTRICIONES QUE SE LE IMPONGAN DURANTE SU TRANSITO; LAS QUE CONSISTEN PRIMORDIALMENTE EN:

- 1.- ESTRICTO CONTROL DEL PESO PERMISIBLE EN CADA CASO ESPECIAL, DICTAMINADO CON UN ESTUDIO ESPECIFICO.
- 2.- TRANSITAR A LO LARGO DEL EJE LONGITUDINAL DEL PUENTE.
- 3.- TRANSITAR CON VELOCIDAD CONSTANTE NO SUPERIOR A 10 KM/H., SIN ACELERAR, NI FRENAR EL VEHICULO CUANDO SE ENCUENTRE SOBRE EL PUENTE.
- 4.- EXCLUIR EL TRANSITO SOBRE EL PUENTE, DE CUALQUIER OTRO VEHICULO, EN TANTO LA COMBINACION ESPECIAL NO HAYA SALIDO DEL MISMO.
- 5.- EL ANCHO DE LA ENTREVIA EXTERNA INCREMENTARLO A UN VALOR MINIMO DE 3.0 M, CONTANDO CON OCHO LLANTAS POR LINEA, EN SENTIDO TRANSVERSAL A LA COMBINACION VEHICULAR.
- 6.- DETERMINAR LAS DEFICIENCIAS ESTRUCTURALES POR EL PELIGRO QUE REPRESENTAN PARA LA SEGURIDAD.
- 7.- EVALUAR LA CAPACIDAD PARA SOPORTAR CARGA CON BASE EN EL ESTADO FISICO ESTRUCTURAL EXISTENTE, QUE PERMITA ELEGIR O DETERMINAR EL FACTOR DE RESISTENCIA CORRESPONDIENTE A LA DETERMINACION DE LA RESISTENCIA EN EL ESTADO LIMITE ULTIMO, RESPECTO A LA RESISTENCIA NOMINAL.

# GUIDE SPECIFICATIONS FOR STRENGTH EVALUATION OF EXISTING STEEL AND CONCRETE BRIDGES

1989



Published by

American Association of State Highway and Transportation Officials  
444 North Capitol Street, N.W., Suite 225  
Washington, D.C. 20001

© Copyright, 1989, by the American Association of State Highway and Transportation Officials, Inc. *All Rights Reserved.* Printed in the United States of America. This book, or parts thereof, may not be reproduced in any form without permission of the publishers.

**AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY  
AND TRANSPORTATION OFFICIALS**

**EXECUTIVE COMMITTEE  
1988**

*President:* Leno Menghini, Wyoming  
*Vice President:* James Pitz, Michigan

*Elected Regional Members:*

Region I Susan C. Crampton, Vermont  
Kermit Justice, Delaware

Region II William S. Ritchie, Jr., West Virginia  
Ray D. Pethtel, Virginia

Region III Eugene McCormick, Illinois  
Wayne Muri, Missouri

Region IV Garth Dull, Nevada  
Charles L. Miller, Arizona

*Past Presidents:*

John R. Tabb, Mississippi  
Henry Gray, Arkansas  
William S. Ritchie, Jr., West Virginia  
John Clements, New Hampshire  
Richard A. Ward, Oklahoma  
Thomas D. Moreland, Georgia  
Darrell V. Manning, Idaho  
Robert H. Hunter, Missouri

*Secretary of Transportation:* James H. Burnley, IV

*Treasurer:* Clyde Pyers, Maryland

*Chairpersons of the Standing Committees:*

Duane Berentson, Washington, Standing Committee on Administration  
Frederick P. Salvucci, Massachusetts, Standing Committee on Planning  
Raymond Stotzer, Texas, Standing Committee on Highways  
Ronald R. Fiedler, Wisconsin, Standing Committee on Highway Traffic Safety  
Franklin E. White, New York, Standing Committee on Water Transportation  
Hal Rives, Georgia, Standing Committee on Aviation  
Ray D. Pethtel, Virginia, Standing Committee on Public Transportation  
Henry Gray, Arkansas, Standing Committee on Railway Conference  
Sam W. Waggoner, Mississippi, Special Select Committee Conference of Commissioners  
and Boards

*Executive Director:* Francis B. Francois, Washington, D.C. (Ex. Officio)



## HIGHWAY SUBCOMMITTEE ON BRIDGES AND STRUCTURES 1988

**CLELLON LOVEALL, TENNESSEE, Chairman**  
**THEODORE H. KARASOPOULOS, MAINE, Vice Chairman**  
**STANLEY GORDON, Federal Highway Administration, Secretary**

ALABAMA, Charles H. Cook, C. H. McPherion  
ALASKA, Karl Mielke  
ARIZONA, Ron Brechler  
ARKANSAS, Veral Pinkerton  
CALIFORNIA, James E. Roberts  
COLORADO, (vacant)  
CONNECTICUT, Clement Zawodniak, Daniel Coffey  
DELAWARE, Chao Hu  
D.C., James Spelman, Gary Burch  
FLORIDA, Henry T. Bollman  
GEORGIA, Charles Lewis  
HAWAII, Clarence R. Yamamoto  
IDAHO, Richard Jobes  
ILLINOIS, James Rayburn  
INDIANA, Robert Woods  
IOWA, William Lundquist  
KANSAS, Kenneth F. Hurst  
KENTUCKY, Glen Kelly, Tom Layman  
LOUISIANA, Louis A. Garrido  
MAINE, James Chandler, Theodore H. Karasopoulos  
MARYLAND, Earle S. Freedman, James K. Gatley  
MASSACHUSETTS, Thomas Eddlem  
MICHIGAN, Ho Lum Wong  
MINNESOTA, D. J. Flemming  
MISSISSIPPI, Bennie D. Verell  
MISSOURI, Al Laffoon  
MONTANA, Norman Rognlie  
NEBRASKA, James R. Holmes  
NEVADA, Rod Johnson  
NEW HAMPSHIRE, Andrew J. Lane  
NEW JERSEY, Jack Freidenrich, Robert Pege  
NEW MEXICO, Martin A. Gavurnick  
NEW YORK, Robert C. Keating  
NORTH CAROLINA, James D. Lee, John L. Smith  
NORTH DAKOTA, Forest Durow

OHIO, B. David Hanhilammi  
OKLAHOMA, Veldo M. Goins  
OREGON, Walter J. Hart  
PENNSYLVANIA, Mahendra G. Patel  
PUERTO RICO, Jorge L. Acevedo  
RHODE ISLAND, Richard Kalunian  
SOUTH CAROLINA, Ben Meetze, Jr.,  
Charles L. Matthews  
SOUTH DAKOTA, K. C. Wilson  
TENNESSEE, Clellon Loveall, Ed Wasserman  
TEXAS, Luis Ybanez  
U.S. DOT, Stanley Gordon (FHWA),  
Nick E. Mpras (USCG)  
UTAH, Dave Christensen  
VERMONT, Warren B. Tripp  
VIRGINIA, Fred G. Sutherland  
WASHINGTON, C. S. Gloyd  
WEST VIRGINIA, William D. Domico  
WISCONSIN, Stanley W. Woods  
WYOMING, Charles H. Wilson  
ALBERTA, R. W. Kornelson  
GUAM, Nonato C. Hallera  
MANITOBA, G. A. DePauw  
MARIANA ISLANDS, John C. Pangelinan  
NEW BRUNSWICK, G. A. Rushton  
NORTHWEST TERRITORIES, Raymond Ho  
NOVA SCOTIA, R. Shaffelburg  
ONTARIO, R. A. Dorton  
SASKATCHEWAN, L. J. Hamblin  
MASS. METRO. DIST. COMM., David Lenhardt  
N.J. TURNPIKE AUTHORITY, Paul M. Weckesser  
PORT AUTH. OF NY & NJ, Joseph Zitelli,  
Joseph Kelly  
NY STATE BRIDGE AUTHORITY, William Moreau

# TABLE OF CONTENTS

## SPECIFICATIONS

### SECTION 1—INTRODUCTION

1.1	Purpose.....	1
1.2	Scope.....	1
1.3	Applicability.....	1

### SECTION 2—SYMBOLS AND DEFINITIONS ..... 1

### SECTION 3—STRENGTH EVALUATION OF BRIDGES

3.1	General.....	1
3.2	Safe Evaluation.....	1
3.3	The Rating Equation.....	2
3.3.1	Collection of Information.....	2
3.3.2	Selection of Nominal Loadings and Resistances.....	4
3.3.3	Distribution of Loads.....	6
3.3.4	Selection of Load and Resistance Factors.....	8
3.3.5	Calculation of Rating Factors.....	8

## FIGURES

Figure 1	Flow-chart for the Evaluation Process.....	3
Figure 2	AASHTO Rating Vehicles.....	5
Figure 3	Lane Loading.....	6
Figure 4	Flowchart for Selecting Resistance Factors.....	7

## TABLES

Table 1	Correction Factor for Analysis.....	11
Table 2	Load Factors.....	11
Table 3(a)	Resistance Factors.....	12
Table 3(b)	Resistance Factors.....	13
Table 4	Reduction Factors for Live Load.....	13

## COMMENTARY

### SECTION 1—INTRODUCTION

1.1	Purpose.....	17
1.2	Scope.....	17
1.3	Applicability.....	17

### SECTION 2—SYMBOLS AND DEFINITIONS ..... 18

---

**SECTION 3—STRENGTH EVALUATION OF BRIDGES**

<b>3.1</b>	<b>General</b> .....	<b>18</b>
<b>3.2</b>	<b>Safe Evaluation</b> .....	<b>19</b>
<b>3.3</b>	<b>The Rating Equation</b> .....	<b>19</b>
<b>3.3.1</b>	<b>Collection of Information</b> .....	<b>20</b>
<b>3.3.2</b>	<b>Selection of Nominal Loadings and Resistances</b> .....	<b>20</b>
<b>3.3.3</b>	<b>Distribution of Loads</b> .....	<b>21</b>
<b>3.3.4</b>	<b>Selection of Load and Resistance Factors</b> .....	<b>22</b>
	<b>ILLUSTRATIVE EXAMPLES</b> .....	<b>22</b>

# SPECIFICATIONS

## SECTION 1

## INTRODUCTION

## 1.1 Purpose

These proposed guidelines establish a methodology for rating existing bridges.

## 1.2 Scope

The methodology is presented in a general format utilizing load and resistance factors. This procedure allows for combining probability theory, statistical data and engineering judgment into a rational decision making tool. In particular, the procedure allows the engineer to use site specific information in a consistent manner to improve, if necessary, his judgment

on the safe rating level for a particular bridge. In addition, the format incorporates existing methodology for considering local laws and regulations and methods of calculation.

## 1.3 Applicability

This methodology is intended for evaluating almost all existing bridges. Steel spans include simple and continuous girder bridges and trusses and floor systems. Concrete spans recognized include slab, girder, T-beam and box beam bridges with short to medium span length. Prestressed beams, although of recent vintage are also included herein.

## SECTION 2

## SYMBOLS AND DEFINITIONS

## 2.1

ADT —average daily traffic

ADTT—average daily truck traffic

$F_y$  —nominal or specified yield stress

$g$  —“girder distribution” which denotes the distribution of load effect to individual girder components

$I$  —“Impact Factor” to magnify static loading due to dynamic amplification

$L$  —nominal live load effect

R.F. —rating factor

$R_n$  —nominal strength or resistance

$S_x$  —elastic section modulus

$Z$  —plastic section modulus

$\gamma_D$  —dead load factor

$\gamma_L$  —live load factor

$\phi$  —resistance factor (capacity reduction)

## SECTION 3

## STRENGTH EVALUATION OF BRIDGES

## 3.1 General

The procedure for rating of existing bridges requires knowledge of the physical conditions of the bridge and the applied loadings. A safe level of rating presupposes that nominal strengths should be estimated from a detailed investigation of the structure's physical condition and any continuing attempts to alleviate any signs of deterioration. Further, knowledge of traffic conditions including signs of overweight vehicle combinations combined with accurate methods of structural analysis should be used when necessary to estimate load effects. The load and resistance factors that must be applied should rationally

recognize the corresponding uncertainties in making these judgments on strength, analysis and loading. The concepts of structural reliability are a means for consistently representing these uncertainties and allowing bridge engineers to select proper load and resistance factors for rating specific bridges.

## 3.2 Safe Evaluation

The strength evaluation procedures presented herein are intended to recognize a balance between safety and economics. Detailed presentations of the theory and the calibration of the load and resistance factors contained herein are given in NCHRP

12-28(1) and 10-15 (NCHRP Report 301). The previously existing distinction of operating and inventory stress levels for rating are no longer maintained. Rather, a single load rating will be produced by these guidelines. The rating engineer will find that with the factors specified herein, bridges may reach or even exceed their previous operating rating for those bridges which receive frequent qualified inspection in the specified inspection interval by inspectors meeting the qualifications of the National Bridge Inspection Standards, have adequate maintenance programs and loads corresponding to reasonable levels of traffic and enforcement. Conversely, sites which do not maintain these conditions or have non-redundant critical components will find their ratings falling possibly to inventory levels or even lower. Evaluators will find options in these guidelines by which ratings can be improved by recommendations for more frequent and detailed inspection and maintenance, improved structural analysis and especially control of heavy overweight vehicles.

These guidelines are intended to produce rating factors for routine evaluation and posting considerations. Evaluation of live load for issuance of permits may require load factors different from rating and shall also utilize the actual vehicle size, weight and configuration.

### 3.3 The Rating Equation

The evaluation is carried out with a comparison of the factored live load effects and the factored strength or resistance. The load factors are used to account for uncertainties in load effects due to uncertainties in analysis as well as load magnitudes. The dead load factor includes normal variations in material dimensions and densities. The live load factor accounts for uncertainties in expected maximum vehicle loading effect, impact and distribution of loads during a time period between inspections. The resistance factor accounts for uncertainties in strength prediction theories, material properties and deterioration influences over time periods between inspection. Furthermore, the load and resistance factors are adjusted to produce an overall safety margin which leads to an adequate level of safety considering all uncertainties described above.

The rating procedure is carried out for all strength checks (moment, shear, etc.) at all potentially critical sections with the lowest value determining the rating factor for the entire span. The rating equation to be used throughout the application of these guidelines is:

$$\phi R_n = \gamma_D D + \gamma_L (R.F.) L (1 + I) \quad (1)$$

or

$$R.F. = \frac{\phi R_n - \gamma_D D}{\gamma_L L (1 + I)} \quad (2)$$

where the terms are defined in section 2. The rating factor is the ratio of the safe level of loading to the load produced by the nominal or standard vehicle. It may be used in the consideration of posting levels and/or the consideration and justifications for future repairs or replacement. In determining load and resistance factors for the rating equation, the following steps shall be carried out in evaluating a bridge span:

- 1) collection of information
- 2) selection of nominal loadings and resistances
- 3) distribution of loads
- 4) selection of load and resistance factors
- 5) calculation of rating factors

A flowchart for the rating procedure is also provided in Figure 1. The evaluator should note that potential improvement in the rating factor may come from selecting options in each step. These generally provide a less conservative factor provided additional evaluation effort is performed and no unsatisfactory information is uncovered.

#### 3.3.1 Collection of Information

This task shall be the same as the provisions in the existing AASHTO *Manual for Maintenance Inspection of Bridges* except that the following items should be noted since they can have an influence on the selection of load and resistance factors.

- 1) Deck Condition—The impact factors in AASHTO design specification are deliberately selected to be conservative with respect to most conditions. Field tests have shown that the single most important factor affecting impact is roadway roughness and any bumps, sags, or other discontinuities which may initiate or amplify dynamic response to truck passages. Any of these surface factors should be noted during a bridge inspection.
- 2) Structural Condition—Signs of recent deterioration in structural members which may go unchecked and increase the likelihood of further section capacity loss before the next cycle of inspections and rating should be noted. Conversely, maintenance efforts to mitigate such deterioration should also be noted. An allowance for structural deterioration should note

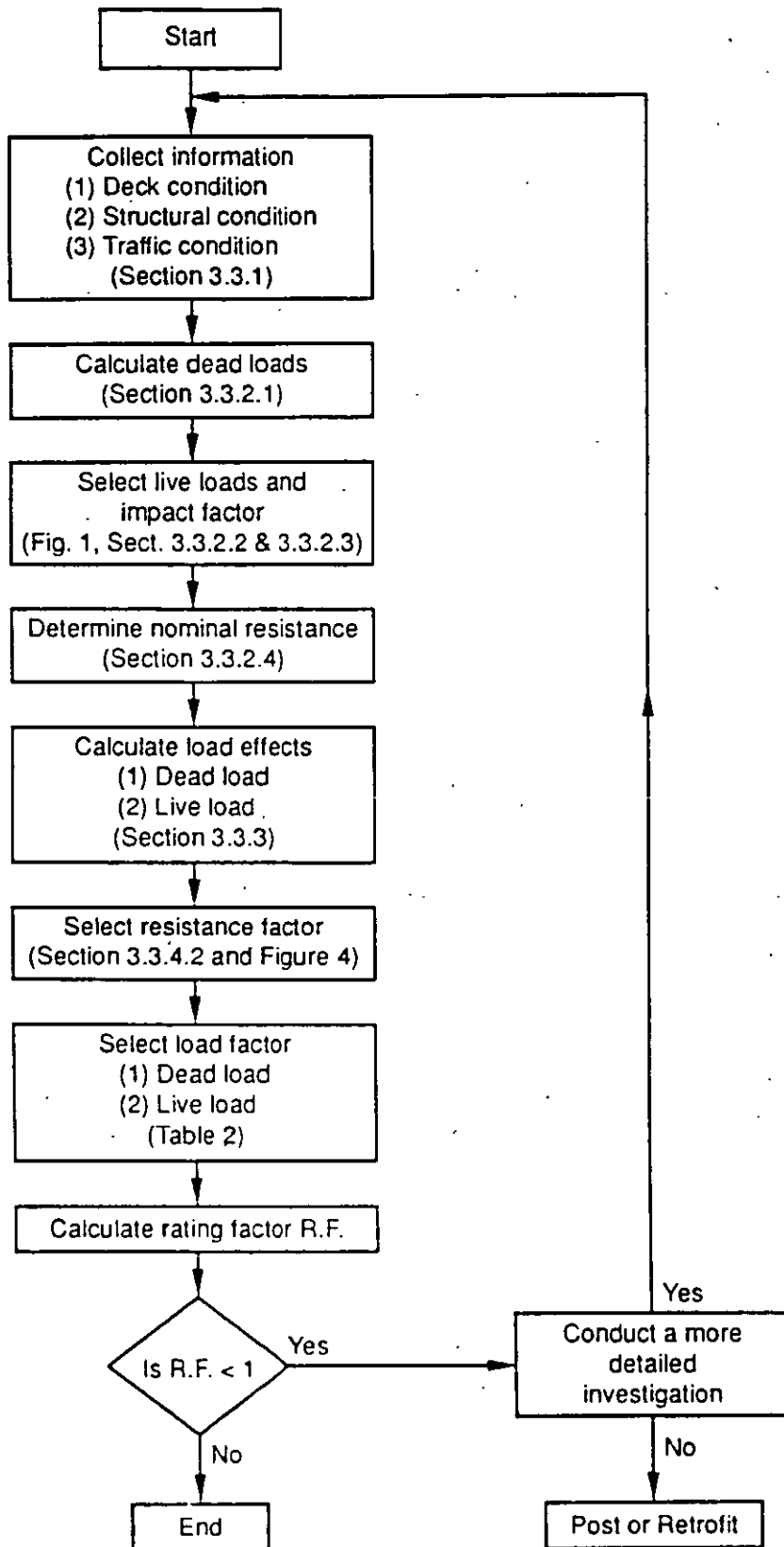


FIGURE 1 Flowchart for the evaluation process.

when this is either an expected or conservative estimation since further deterioration may increase the uncertainty regarding reliable section properties and strength during the next inspection interval.

- 3) **Traffic Condition**—The expected loading during the inspection interval is affected by the truck traffic at the site. In the best instance, data will be available from traffic surveys including objective truck weight operations. Alternatively, advice should be sought from the traffic division regarding truck traffic volume, composition, permit activities, overload sources, and degree of enforcement.

### 3.3.2 Selection of Nominal Loadings and Resistances

**3.3.2.1 Dead Loads.** The dead load shall be estimated from data available from the inspection at the time of analysis. The dead load factor accounts for normal variations of material densities and dimensions. Nominal dimensions and densities shall be used for calculating dead load effects. For overlays, either cores shall be used to establish the true thickness or an additional allowance of 20% should be placed on the nominal overlay thickness indicated at the time of analysis. The recommended unit weights of materials to be used in computing the dead load should be:

MATERIAL	UNIT WEIGHT (lbs. per cu. ft.)
Asphalt surfacing.....	144
Concrete, plain or reinforced (normal weight).....	150
Steel.....	490
Cast iron.....	450
Timber (treated or untreated).....	50
Earth (compacted), sand gravel or ballast.....	120

**3.3.2.2 Live Loads.** The moving loads to be applied on the deck for calculating maximum nominal live loading effects shall be the three AASHTO legal vehicles shown in Figure 2. The spacings and axle weights chosen for these vehicle types were selected from actual truck weight surveys conducted throughout the United States. They also correspond to actual maximum legal loads conforming with regulations of most states. It is believed that these typical vehicles correspond better to existing traffic and will provide more uniform reliability than the standard AASHTO H or HS design loading. Hence, the latter

are not recommended for bridge posting purposes. Additional vehicles should be added to those shown in Figure 2 to conform with maximum legal weights and lengths in specific jurisdictions. Adjustments of axle weights and spacings of the three AASHTO legal vehicles is not recommended.

In computing load effects, one vehicle shall be considered present in each lane. The positioning of the vehicle in each lane shall be according to AASHTO specifications. It is unnecessary to place more than one vehicle in a lane since the load factors shown below have been modelled for this possibility. These load factors shall be considered applicable for spans up to 200 feet. For longer spans the lane-type loading given in Figure 3 will govern the evaluation (up to 300 feet.). It is a combination of a vehicle load and a uniformly distributed load. For all span lengths where the rating factor is less than one, it may be necessary to place more than one vehicle in each lane. In lieu of this, the evaluator should check the lane loading for all span lengths together with the rating vehicle as shown in Figure 3. Where maximum load effects in any member are produced by loading a number of traffic lanes simultaneously, reduction factors as given in Table 4 should be applied.

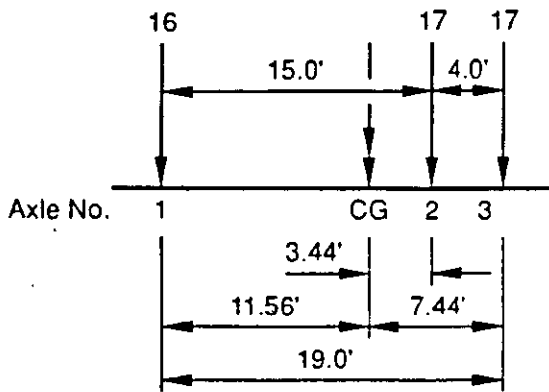
In checking special permits, the actual vehicle weights and dimensions shall be used. If the number of such permits in one year are frequent, then it shall be assumed that two lanes are occupied by such a vehicle. Otherwise, standard vehicles may be placed in the other lanes. When the engineer determines that conditions of traffic movement and volume would warrant it, the standard vehicles may be eliminated. Upon special investigation, the load factor for a controlled permit use is reduced below the value taken for ordinary traffic conditions.

The probable maximum sidewalk loadings should be used in calculations for safe load capacity ratings. This loading will vary from bridge to bridge, depending generally upon its location. Because of this variation, the Engineer must use his judgment to make the final determination of the unit loadings to be used. This loading will not exceed the design sidewalk loading given in the *AASHTO Standard Specifications for Highway Bridges*.

**3.3.2.3 Impact.** An impact allowance shall be added to the static loads used for rating as shown in Equation 1. Impact values in the AASHTO design specifications reflect conservative conditions that may possibly prevail under certain circumstances. Under an enforced speed restriction, impacts may be reduced.



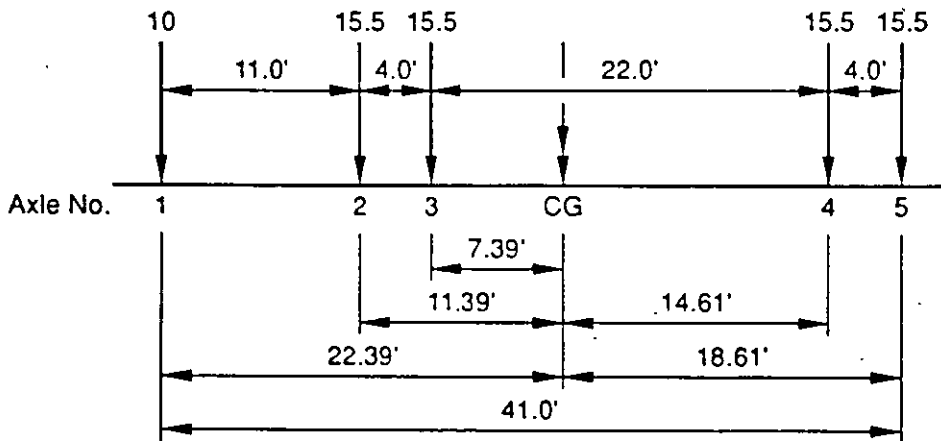
**TYPE 3 UNIT WEIGHT = 50 KIPS**



INDICATED CONCENTRATIONS ARE AXLE LOADS IN KIPS.

CG = CENTER OF GRAVITY.

**TYPE 3S2 UNIT WEIGHT = 72 KIPS**



**TYPE 3-3 UNIT WEIGHT = 80 KIPS**

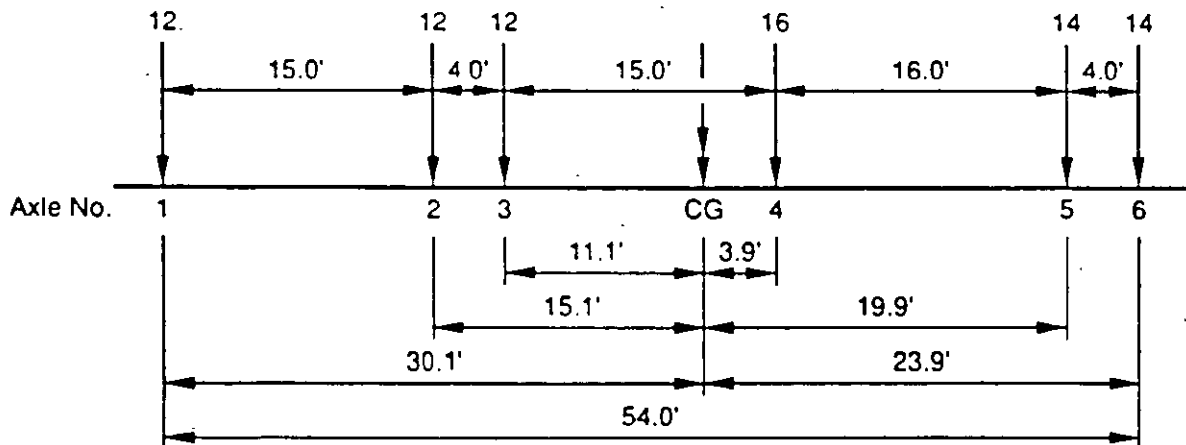


FIGURE 2 AASHTO rating vehicles

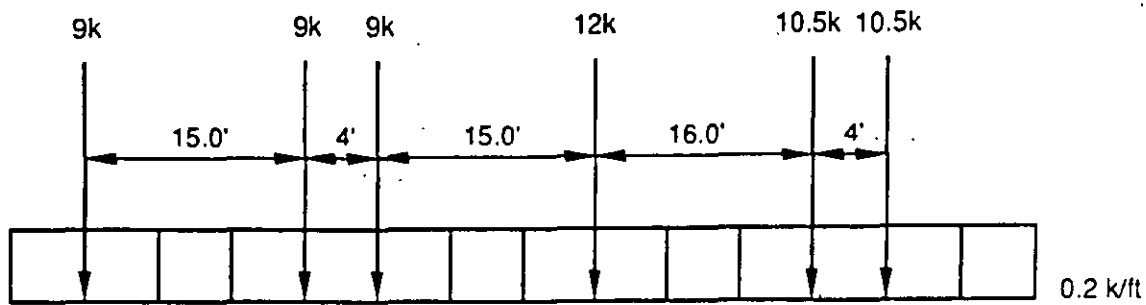


FIGURE 3 Lane Loading

For smooth approach and deck conditions, the impact may be taken as 0.10. For a rough surface with bumps, a value of 0.20 should be used. Under extreme adverse conditions of high speed, spans less than 40' and highly distressed pavement and approach conditions, a value of 0.30 should be taken.

If such a judgment cannot be made then refer to the bridge inspection report and relate impact to the condition of the wearing surface.

CONDITION OF WEARING SURFACE		IMPACT
1—Good condition	—No repair required	0.1
2—Fair condition	—Minor deficiency, item still functioning as designed	0.1
3—Poor condition	—Major deficiency, item in need of repair to continue functioning as designed	0.2
4—Critical condition	—Item no longer functioning as designed	0.3

**3.3.2.4 Resistances.** Nominal component strengths shall be the same quantities now contained in the load factor sections of the AASHTO Design Specifications and the AASHTO *Manual for Maintenance Inspection of Bridges*. Nominal strength calculations shall take into consideration the observable effects of deterioration, such as loss of concrete or steel cross-sectional area, loss of composite action or corrosion.

**3.3.2.4.1 Concrete.** The strength of sound concrete shall be assumed to be equal to either the values taken from the plans and specifications or the average of construction test values. When these values are not available, the ultimate stress of sound concrete may be assumed to be 3,000 psi. A reduced

ultimate strength shall be assumed (no less than 2,000 psi, however) for unsound or deteriorated concrete unless evidence to the contrary is gained by field testing.

**3.3.2.4.2 Reinforcing Steel.** The area of tension steel to be used in computing the ultimate flexural strength of reinforced concrete members shall not exceed that available in the section or 75 percent of the steel reinforcement required for a balanced condition. The steel yield stresses to be used for various types of reinforcing steel are given below.

Reinforcing Steel	Yield Stress $F_y$ (psi)
Unknown steel (prior to 1954)	33,000
Structural Grade	36,000
Intermediate Grade and unknown after 1954 (Grade 40)	40,000
Hard Grade (Grade 50)	50,000
Grade 60	60,000

**3.3.2.4.3 Structural Steel.** Nominal unit stresses must depend on the type of steel used in the structural member. When tests are performed to assess yield stress, the mean values shall be reduced by 10% to produce nominal values for strength calculations. Nominal values shall be nominal strength computed without any resistance factor applied.

### 3.3.3 Distribution of Loads

The fraction of vehicle load effect transferred to a single member may be selected in accordance with current AASHTO Design Specifications. These values represent a possible combination of adverse circumstances. The option exists to substitute field measured values, analytically calculated values or those determined from advanced structural analysis methods utilizing the properties of the existing span(s). Loadings shall be placed in positions causing

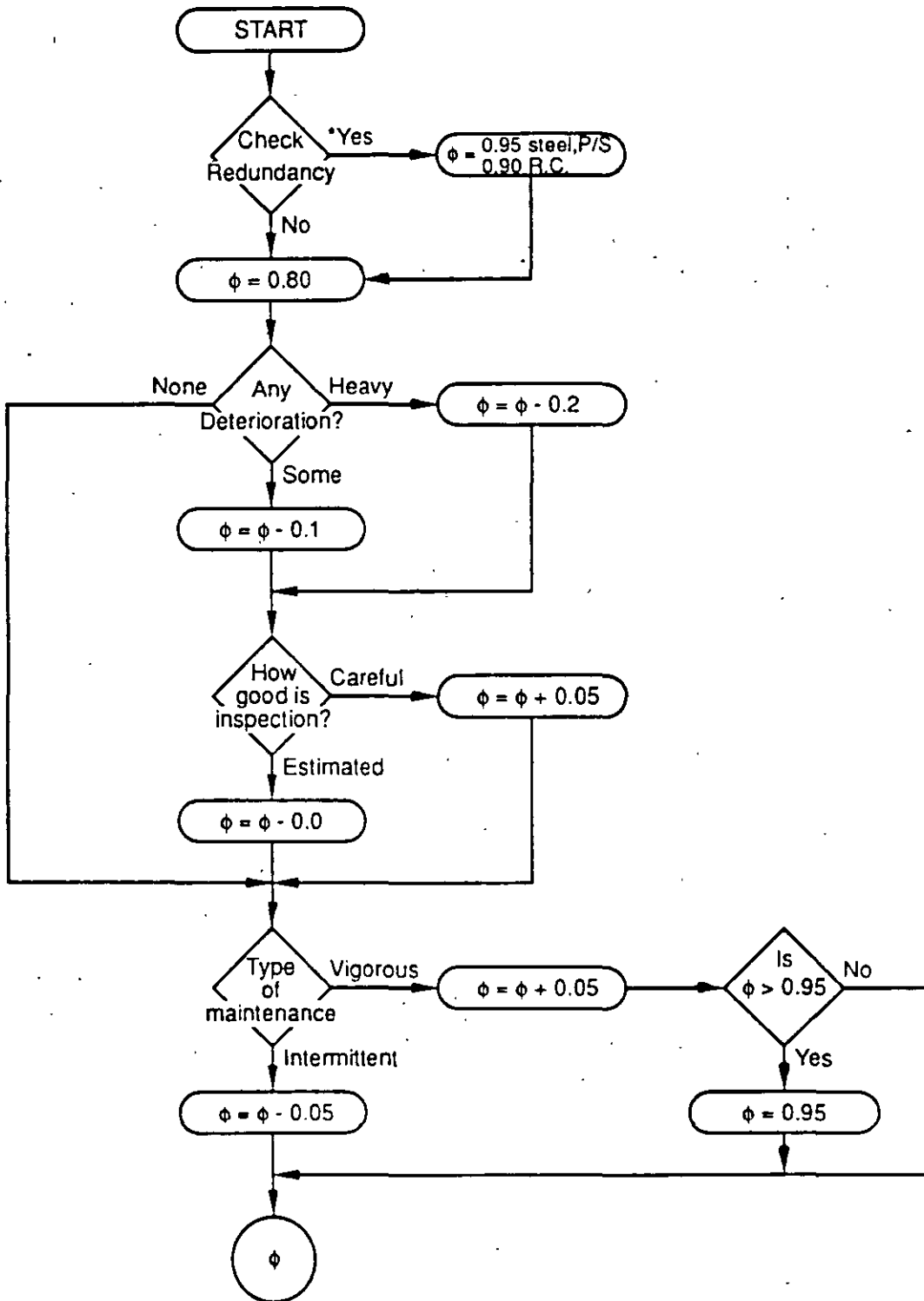


FIGURE 4 Flowchart for selecting resistance factors.

10 20 21

the maximum response. Further, if such a measurement or analysis is made and the expected distribution value is obtained, then this shall be adjusted by the factors shown in Table 1. The latter are needed to adjust for the expected bias in AASHTO distribution factors for different material types.

### 3.3.4 Selection of Load and Resistance Factors

**3.3.4.1 Load Factors.** The load factors shall be taken from Table 2. These are intended to represent conditions existing at the time this specification is written based on field data obtained from a variety of locations using weigh-in-motion and other data gathering methods. The live load factor accounts for the likelihood of extreme loads side-by-side and following in the same lane and the possibility of overloaded vehicles. Since one aim of these specifications is to protect the investment in the bridge structure, the live load factors do recognize the presence of overweight trucks on many highways. An option to reflect effective overload enforcement is contained herein with a reduced live load factor. The presence of illegal loads has also been noted, and if such vehicles are present in large numbers at the site, the higher load factors may lead to unacceptable ratings and enforcement efforts should be instituted.

When R.F. is less than 1.0, the loads are to be restricted. In instances where the R.F. is less than 1.0, consideration should be given to truck weight surveys and vigorous enforcement programs. If there is a reason to believe that truck posting signs are being ignored then consideration should be given to further raising the live load factor.

**3.3.4.2 Resistance Factors.** The resistance factors or capacity reduction factors in the AASHTO *Standard Specifications for Highway Bridges* are intended for new components with current methods of high quality control. The nominal (unfactored) strengths to be used for evaluation represent an estimate of strength using data pertaining to member properties and conditions at the time of inspection. The resistance factor shall consider both the uncer-

tainties in estimating these member properties and also any bias or conservativeness deliberately introduced into these estimates. Because further changes may occur to the section during the inspection interval, there is some dependence of these properties on the quality of maintenance. Also, the level and detail of inspection is important since it may reveal actual properties to be used in section calculations. The resistance factors for members in good condition are shown in Table 3(a), section I. The influence of deterioration, inspection and maintenance are given in Table 3(a), sections II, III and IV. A table of resistance factors for all combinations of conditions encountered is given in Table 3(b). A flow chart for obtaining the resistance factors is also presented in Figure 4.

### 3.3.5 Calculation of Rating Factors

The rating factor is to be calculated from Equation 1. If it exceeds 1.0, the span is satisfactory for the legal loads in that jurisdiction. [In the present specifications, there is only a single rating value (eliminating the operating and inventory levels) which determines the allowable loads]. The load and resistance factors have been calibrated to provide adequate safety under the inspection, maintenance, analysis, redundancy, and loading conditions cited. These provisions have the capability for evaluations to be improved by utilizing options related to more intensive inspection and maintenance or control of heavy overloads.

The rating factors obtained herein may also safely be applied to permit loadings. In some instances where a permit might otherwise be rejected, the live load factors contained herein may be reduced to reflect known weight conditions associated with the permit vehicle. This reduction in load factor may depend on the degree of control of the permit and the number of permits that may be issued. Fatigue life should be a consideration in the issuance of overload permits and this factor is taken up in NCHRP 12-28(3). (NCHRP Report 299).

# TABLES

TABLE 3(a) Resistance Factors

**I. Resistance Factors—Good Condition**

Nominal resistance equations are to be those indicated in the AASHTO *Standard Specifications for Highway Bridges* under the sections on load factor design. Resistance (capacity reduction) factors are to be applied to the following for the case where members are in good condition.

Redundant* Steel Members:	$\phi = 0.95$
Nonredundant Steel Members:	$\phi = 0.80$
Prestressed concrete beams:	$\phi = 0.95$
Reinforced concrete beams:	$\phi = 0.90$

**II. Influence of Deterioration**

1. Where field inspection and condition survey reports indicate no deterioration, the provisions of this section should not be used.
2. Where field inspection and condition survey reports indicate slight deterioration with some possible loss of section, the resistance factor values above shall be decreased by 0.1.
3. Where field inspection and condition surveys report significant deterioration and heavy section loss, the resistance factor values shall be reduced by 0.2.
4. If such information is not available then bridge

records shall be used. Reduce the resistance factor values by 0.1 for superstructure condition of 5 or 6. Reduce the resistance factor values by 0.2 for a superstructure condition of 4 or less. If these reductions are made then the next two sections should be omitted.

**III. Inspection\*\***

1. Where field inspection and condition survey reports indicate no deterioration, the provisions of this section should not be used.
2. Where section losses have been carefully estimated in the calculation of remaining section areas the resistance factors may be increased by 0.05.
3. Where material yield stress has been estimated by physical testing, a mean value  $\times 0.90$  may be used for calculating strength together with the resistance factor contained in the design rules.

**IV. Maintenance\*\***

1. Where maintenance activity is vigorous and likely to correct deficiencies which may lead to further section loss, increase  $\phi$  by 0.05.
2. Where maintenance activity is intermittent and may not correct defects that have lead to section loss, decrease  $\phi$  by 0.05.

\* Examples of redundant members include parallel stringers (three or more), parallel eye bars (four or more). Example of nonredundant component include two girder system(s) and trusses with single members.

\*\* In no instance shall  $\phi$  be taken to exceed 0.95.

TABLE 1 Correction Factor for Analysis\*

Distribution of Loads	Correction Factor		
	Steel	Pre-stressed	Concrete
1. AASHTO Distribution	1.00	1.00	1.00
2. Tabulated analysis with simplifying assumptions**	1.10	1.05	0.95
3. Sophisticated analysis finite elements, orthotropic plate, grillage analogy	1.07	1.03	0.90
4. Field measurements	1.03	1.01	0.90

Actual girder distribution shall be *multiplied* by the appropriate correction factors to obtain the girder distribution for rating.

\* Correction factors are applied if average or expected values are used for D.F. from analysis or measurements. The correction factor shall be used to increase the load factor taken from Table 2. These correction factors reflect the bias in present AASHTO distribution factors for each material type based on NCHRP 12-26.

\*\* One example would be the use of the distribution factor charts in the Ontario Highway Bridge Code.

TABLE 2 Load Factors

Loading	Load Factor
Dead Load	$\gamma_D = 1.2$
Allow an additional allowance of 20% on overlay thickness if nominal thicknesses are used. No allowance is needed when measurements are made for thickness.	
Live Load Category	
1. Low volume roadways (ADTT less than 1000), reasonable enforcement and apparent control of overloads	$\gamma_L = 1.30$
2. Heavy volume roadways (ADTT greater than 1000), reasonable enforcement and apparent control of overloads	$\gamma_L = 1.45$
3. Low volume roadways (ADTT less than 1000), significant sources of overloads without effective enforcement	$\gamma_L = 1.65$
4. Heavy volume roadways (ADTT greater than 1000), significant sources of overloads without effective enforcement	$\gamma_L = 1.80$

If unavailable from traffic data, Estimates for ADTT may be made from ADT as follows: urban areas, ADTT = 15% of ADT; rural areas, ADTT = 25% of ADT. In the absence of accurate data on overloads, a site may be assumed as reasonably enforced if fewer than 5% of the trucks exceed the local legal gross weight limits.

TABLE 3(b) Resistance Factors

Super-structure Condition	Redun-dancy		Inspection		Maintenance		Steel, P/S Concrete	Reinforced Concrete
	Yes	No	Careful	Estimated	Vigorous	Intermittent		
Good or Fair	x		x		x		0.95	0.95
	x		x			x	0.90	0.85
	x			x	x		0.95	0.95
	x			x		x	0.90	0.85
		x	x			x	0.85	0.80
		x	x				0.75	0.70
		x		x	x		0.85	0.80
		x			x	x	0.75	0.70
Deteriorated	x		x		x		0.95	0.90
	x		x			x	0.85	0.80
	x			x	x		0.90	0.85
	x			x		x	0.80	0.75
		x	x			x	0.80	0.80
		x	x				0.70	0.70
		x		x	x		0.75	0.75
Heavily Deteriorated				x	x		0.80	0.75
				x		x	0.70	0.65
		x	x			x	0.70	0.70
		x	x				0.60	0.60
		x		x	x		0.65	0.65
		x		x		x	0.55	0.55

Note: For ratings using data obtained from plans only, the capacity reduction factor should be calculated based on judgment of the engineer supplemented by any additional information obtained.

TABLE 4 Reduction Factors for Live Load

Number of Lanes	Reduction Factor
One or two lanes	1.0
Three lanes	0.8
Four lanes	0.7



**COMMENTARY ON PROPOSED  
EVALUATION GUIDELINES**

## SECTION 1

### INTRODUCTION

#### 1.1 Purpose

The guidelines were developed to improve the procedures for evaluating the structural strength of existing bridges. The guidelines address several shortcomings of existing evaluation procedures. The methodology is developed within a framework that provides for a systematic rating improvement in the evaluation process. Moreover, the methodology can be used in conjunction with a wide range of engineering practices.

The present specifications of the AASHTO *Manual for Maintenance Inspection of Bridges* (henceforth referred to as the AASHTO Maintenance-Inspection Manual) are used by most states for their bridge evaluations. A considerable variation in interpretation of these specifications leads to a wide range of ratings for similar bridges. Also, the large safety margins present in some cases are not always recognized. This presents difficulties for highway agencies in dealing with the large number of structurally deficient bridges in their jurisdiction. Moreover, specific methods are lacking for incorporating site traffic and structural behavior data into the evaluation. The aim of this revision is to provide a comprehensive yet flexible methodology for evaluating existing bridges which is still consistent with today's high standards of safety.

#### 1.2 Scope

A load and resistance factor approach was chosen as the basis for the proposed methodology because it conforms closely to the current AASHTO load factor design, while still allowing for a systematic consideration of the differences involved in bridge evaluation. This approach allows each variable to be addressed separately, analyzed in depth (if needed), and proportionally weighed in the overall rating process.

Conservative assumptions are made in each step of a strength design or checking procedure to safeguard against the worst possible conditions expected to occur during the lifetime of a structure. In other words, the probability of failure is made exceedingly

small by providing large safety margins to cover the uncertainties in predicting load effects and resistance of a bridge. Reliability principles utilizing site data have been used to evaluate the uncertainties and the safety levels or indices implicit in current designs. The rating methodology and load and resistance factors have then been subsequently developed to maintain consistent safety levels for the above-mentioned uncertainties. Options for incorporating site specific traffic and loading data and higher levels of effort by the engineer are introduced since these lead to a reduction in the overall uncertainty. The lower safety margin required to maintain the same safety level means more beneficial ratings. At no stage is it necessary for the evaluation engineer to use probabilistic methods. The necessary reliability-based load and resistance factors have been tabulated for the evaluation.

Load and resistance factors were calculated from the coefficient of variation of actual load effects and resistances, the ratio of the mean value to nominally determined values (i.e., the bias), and the desired safety level. Therefore, as the evaluator obtains more data on the distribution of actual load effects and resistances, more realistic load and resistance factors can be utilized.

#### 1.3 Applicability

The guidelines have been developed for the evaluation of almost all types of bridges in the United States. Current American bridge evaluation practices were considered in developing the methodology. Although the basic concepts can be universally applied, it would be prudent to consider the effects of local practices on the load limit values obtained by the methodology before applying these guidelines to bridges outside the United States.

These procedures apply to concrete slab, girder, T-beam and box beam bridges of short to medium span length up to 300 feet, simple and continuous steel girder bridges, steel trusses and prestressed beams. This material is described in detail in NCHRP 10-15 and 12-28 (1). (NCHRP Report 301).

## SECTION 2

## SYMBOLS AND DEFINITIONS

## 2.1

The following symbols and definitions apply to this commentary:

- $D_i$  —Nominal dead load effect of element  $i$ .  
 $I$  —“Impact Factor” used to approximate the dynamic effects of moving vehicles.  
 $L_j$  —Nominal live load effects for load “ $j$ ” other than the rating vehicle.  
 $L_R$  —Nominal live load effects for the rating vehicle.  
 $m$  —Total number of elements contributing dead load to the structure.  
 $n$  —Total number of live loadings contributing to

the live load effects other than the rating vehicle or vehicles.

- $Q_k$  —Effect of load  $k$ .  
 $R_n$  —Nominal resistance.  
 $RF$  —Rating factor.  
 $\gamma_i^D$  —Dead load factor for element “ $i$ .”  
 $\gamma_j^L$  —Live load factor for load “ $j$ ” other than the rating vehicle.  
 $\gamma_R^L$  —Live load factor for the rating vehicle.  
 $\phi$  —Capacity reduction factor to account for uncertainties in resistance due to variations in dimensions, material properties, and theory.

## SECTION 3

## STRENGTH EVALUATION OF BRIDGES

## 3.1 General

The evaluation of a structure is based on the simple principle that the available capacity of a structure to carry loads must exceed the capacity required to support the applied loadings. To perform an evaluation, therefore, it is necessary to know something about the available capacity, the applied loading, and the response of the structure to that loading. Knowledge and information with respect to each of these items is never complete; and therefore, evaluation can never be done precisely.

To compensate for this lack of knowledge and information, engineers have used safety factors to insure that failure does not occur. Within the United States, until very recently, safety factors in bridge evaluation were included in the allowable stresses specified by AASHTO. These allowable stresses have undergone an evolutionary process and have tended to assume values which, from experience, have resulted in load capacity evaluations that have a maximum probability of exceeding a limit state which is both socially and economically acceptable. In recent years, the load factor method has been introduced in design and rating to provide more uniform safety. The method implicitly recognizes that dead load effects may require lower safety margins than comparable live (truck) load effects due to their relative uncertainty. This probabilistic approach to

safety is logically extended in the load and resistance factor methods used herein.

The rating check is done by comparing the factored load effects (both dead and live) with the factored resistance at all critical sections. The output is a rating factor which determines the suitability of the given bridge for the loads under consideration. If the bridge rating is not acceptable, several options for a more detailed analysis are given. Each of these options are associated with an increasing level of effort and may be done if the rating engineer warrants their use. An initial screening level, however, is provided for routine investigations.

## Advantages of New Procedures:

- (1) They provide uniformly consistent procedures for evaluating existing bridges.
- (2) They permit suitable flexibility in making evaluations.
- (3) They provide uniform levels of reliability developed from performance histories.
- (4) They are based on extensive truck traffic and bridge response data.
- (5) They permit introduction of site specific data into the evaluation in a rational and consistent format.

- (6) They permit different levels of effort that involve progressively more work, with correspondingly greater rewards in terms of more beneficial ratings.
- (7) They include the same nominal dead and live load calculations and resistances as in the present AASHTO specifications.
- (8) They allow distinction between evaluation of redundant and nonredundant components.

### 3.2 Safe Evaluation

Each of the steps in the evaluation process may be performed in any one of several ways. Therefore, the proposed guidelines are general enough to accommodate the practices of different engineers and/or agencies. The load and resistance factors presented in the guidelines were developed on the principle that the accuracy of an evaluation was dependent, in part, on the methods used to perform the evaluation.

For economic reasons, it is desirable to keep the evaluation effort to a minimum. If the capacity of a bridge can be shown to be sufficient by making some approximations, there is no need to resort to an expensive evaluation procedure. On the other hand, if the sufficiency of a bridge cannot be reliably established using a more approximate method, an engineer may wish to resort to a more sophisticated approach in order to demonstrate the sufficiency of the bridge. Therefore, the evaluation process outlined in the guidelines is a cyclic process in which one or several of the steps may be repeated.

The various options provided in the guidelines along with corresponding load/resistance factors have been developed so as to maintain an adequate level of safety based on calibration with existing performance experiences. The evaluation procedures presented herein therefore provide a balance between safety and economics.

The single load rating value produced by these guidelines may be greater than current operating ratings for well maintained, non-deteriorated and redundant load path bridges having reasonably well enforced traffic. It may fall, however, even below existing inventory levels for heavily deteriorated bridges or those having non-redundant components and subjected to heavy truck traffic. A gradation of ratings between these two extremes will be obtained depending on the condition of the bridge, type and volume of traffic, the quality of inspection and the regularity of maintenance. Thus, a deficient bridge

may be made to rate sufficiently if certain preventive measures such as load control restriction, inspection etc. are undertaken. A variety of options may exist and the engineer could choose one of them depending on the economics of the situation and the amount of effort the engineer is willing to expend.

### 3.3 The Rating Equation

The basic structural engineering equation states that the resistance of a structure must equal or exceed the demand placed on it by loads. Stated mathematically,

$$R \geq \sum_k Q_k$$

where

$$\begin{aligned} R &= \text{resistance} \\ Q_k &= \text{effect of load } k \end{aligned}$$

The solution of this simple equation encompasses the whole art and science of structural engineering including the disciplines of strength of materials, structural analysis, and load determination. This equation applies to design as well as evaluation. In structural evaluation, the objective is to determine the maximum allowable live load. In the case of bridge evaluation, this usually means the maximum vehicle weight.

Any rational and tractable approach to the analytical solution of the basic structural engineering equation requires that the modes of failure be identified to establish the resistance. The location, types, and extent of the critical failure modes must be determined. The checking equation must be solved for each of these potential failure checking modes.

Since neither resistance nor the load effect can be established with certainty, safety factors must be introduced that give adequate assurance that the limit states are not exceeded. This may be done by stating the equation in a load and resistance factor format.

Separate load or resistance factors that will account for each of the major sources of uncertainty may be introduced to the equation. The basic rating equation used in the guidelines is simply a special form of the basic structural engineering equation with load and resistance factors introduced to account for uncertainties that apply to the bridge evaluation problem. It is written as follows:

$$RF = \frac{\phi R - \sum_{j=1}^m \gamma_j^D D_j - \sum_{j=1}^n \gamma_j^L L_j (1 + I)}{\gamma_R L_R (1 + I)}$$

where

RF = rating factor (the portion of the rating vehicle allowed on the bridge)

$\phi$  = resistance factor

m = number of elements included in the dead load

$R_n$  = nominal resistance

n = number of live loads other than the rating vehicle

$\gamma_i^D$  = dead load factor for element "i"

$D_i$  = nominal dead load effect of element "i"

$\gamma_j^L$  = live load factor for live load "j" other than the rating vehicle(s)

$L_j$  = nominal traffic live load effects for load "j" other than the rating vehicle(s)

$\gamma_R^L$  = live load factor for rating vehicle

$L_R$  = nominal live load effect for the rating vehicle

I = live load impact factor

The maximum permitted traffic live load effect will be the total resistance minus the effect of loadings other than the rating vehicle. This will include dead loads, non-vehicular live loads, and, in the case of unsupervised permit loading, the vehicular live load and the impact of normal traffic that could mix with the rating vehicle. This may be written as follows:

Rating	Dead	Other
Vehicle = Capacity	Load	- Live Load
Effects	Effects	Effects

The basic rating equation, as stated above, is in a more general format than the current AASHTO practice. In the current AASHTO specification, the live load effects are computed based on a wheel line distribution factor which considers implicitly more than one vehicle on the bridge. This is a special case in the proposed rating equation in which  $L_i = 0$  and  $L_R$  is computed for the standard rating vehicles.

### 3.3.1 Collection of Information

Before the load rating of a specific bridge can be conducted, a certain amount of information may have to be gathered. The extent to which the engineer is required to collect information will have a direct influence on the load rating of the bridge due to the selection of the proper category for the load and resistance factors.

### 3.3.2 Selection of Nominal Loadings and Resistances

Loads consist of concentrated or distributed forces that are applied directly to the bridge or result from deformations or the constraint of deformations. For bridge evaluation the most important loads are dead load and vehicular live load plus its accompanying dynamic effects, since each of these loadings induce high superstructure stresses. Loadings other than dead load and traffic live load usually do not result in significant bending or shear in the superstructure. Since the critical mode of failure for traffic live load almost always occurs in the superstructure, other types of loads will seldom affect the live load capacity of the bridge. When other combinations of loads can affect the capacity of the bridge such as when substructure components can fail due to traffic live loading, the AASHTO load factors for design may be used.

**3.3.2.1 Dead Loads.** The dead load of the structure is computed in accordance with the conditions existing at the time of the analysis.

Dead load can usually be determined more accurately than any other type of loading. One major source of error is failure to consider some of the elements that will contribute to dead load. Some items that are often overlooked are:

- Wearing surfaces
- Parapets and railings
- Utilities
- Light standards and signs
- Structure modifications not shown on plans

Other items that can affect the calculation of dead load are dimensional variations in the concrete section and variations in the unit weight of material.

The prescribed dead load factor recognizes the uncertainties in the nominal dimensions and analysis of dead load effects. Overlay thicknesses are a source of greater uncertainty in the dead load so they are assigned a 20% higher load factor unless cores or more detailed measurements are made.

**3.3.2.2 Live Loads.** Highway vehicles come in a wide variety of sizes and configurations. No single vehicle or load model can accurately reflect the effects of all of these vehicles. Since it is necessary to limit the number of vehicle configurations to a manageable level to keep the evaluation process from becoming too cumbersome, the effect of the actual traffic live loads will vary from predicted values. This variation will usually be greater than the variation in

dead load effect. To minimize this difference, it is necessary to select a rating vehicle with axle spacings and relative axle weights similar to actual vehicles. The three AASHTO legal trucks are recommended as evaluation vehicles. States may substitute their own legal vehicles at this stage. These vehicles, together with the prescribed live load factors, give a realistic estimate of the maximum live load effects of a variety of heavy trucks in actual traffic. Since overload permissible vehicles typically have very different axle configurations, it is very important that this be considered when issuing permits.

The guidelines specify the number of vehicles to be considered on the bridge at any one time. These numbers are based on an estimate of the maximum likely number of vehicles under typical traffic situations. When unusual conditions exist, adjustments to the specified number of vehicles should be made.

Judgment must also be exercised with regard to sidewalk loadings. The likelihood of the maximum sidewalk loading is small. A unit loading for the sidewalk for the purposes of load limit evaluation will generally be less than the design unit loading.

For longer spans, a lane loading is specified in the evaluation. Reduction factors for live loading of more than two traffic lanes are provided. These rationally account for the lower possibility of such occurrences.

**3.3.2.3 Impact.** Impact loads are taken to be primarily due to the roughness or unevenness of the road surface, especially the approach spans. Three values of impact factors are provided by correlating the roughness of the surface to the deck condition survey values. This information is more likely known during evaluation than in the original design.

**3.3.2.4 Resistances.** The determination of structural resistance is one of the primary tasks in the evaluation process. In a load and resistance format (also known as limit state) approach it is necessary to define the condition at which resistance will be determined. These should provide for similar structural performance regardless of the material or structure type. The present guidelines are concerned with primarily safety limit states which correspond to the maximum load carrying capacity.

These limit states should have a very low probability of occurrence because they can lead to loss of life as well as to major financial losses. They include:

a) Loss of equilibrium of all or part of the structure considered as a rigid body (e.g., overturning, sliding, uplift, etc.);

b) Loss of load-bearing capacity of members due to insufficient material strength, buckling, fatigue, fire, corrosion, or deterioration;

c) Overall instability of the structure (e.g., P-delta effect, wind flutter, seismic motions, etc.);

d) very large deformation (e.g., transformation into a mechanism).

Determination of the true safety limit state involves very complicated and difficult analytical procedures. In most cases, the use of these procedures for routine evaluation of bridges is not economically feasible. The ultimate member capacity may be a lower bound of the ultimate capacity in shear or in flexure. Different methods for considering the observable effects of deterioration were studied in developing the guidelines. The most reliable method available still appears to be a reduction in the nominal resistance based on measured or estimated losses in cross-sectional area and/or material strengths. An alternate approach is to calculate resistance based on plan dimensions and use a smaller capacity reduction factor.

Nominal resistances for members in the proposed guidelines are based on AASHTO's design specification contained in the load factor section. This resistance depends on both the current dimensions of the section and the nominal material strength. Specifications for both these factors have been provided. Options exist for incorporating data on structural condition obtained from the site. Careful estimation of losses and deterioration are awarded a higher resistance factor. Similar gains are also given for vigorous maintenance and inspection schedules which may prevent further deterioration during a normal inspection interval. Options also exist for obtaining more precise material strength through tests.

### 3.3.3 Distribution of Loads

Lateral distribution refers to the fraction of the live load carried by the member under consideration. Methods in the AASHTO design specifications are followed. However, their conservative nature (for steel members) has been recognized by calibrating the load factors accordingly. Options exist for using tabulated values (ref. NCHRP 12-28(1)), more refined analysis (e.g. finite elements) and field measurements. Each of these options involve a greater level of effort and more accuracy, so adjustments to the basic live load factors are provided. These adjustments implicitly recognize that more refined analysis may in some instances remove the implicit conser-

vativeness present in some simplified distribution formulas and are therefore treated accordingly.

### 3.3.4 Selection of Load and Resistance Factors

The statistics of the dead load, live load and resistances have been determined from existing data (ref. NCHRP 12-28(1) and 10-15). Based on this data, the safety implicit in current designs has been determined. The load and resistance factors provided in the proposed specifications ensures that this acceptable level of safety is achieved or exceeded.

**3.3.4.1 Load Factors.** Dead load factors are used to account for variations in dimensions, unit weights, and methods of calculating dead load effect. The variation in the dead load of different components will depend on the accuracy with which the components can be manufactured and/or measured. Factory produced girders cast-in-steel forms obviously have less variation than an asphalt overlay placed on the bridge deck. The higher dead load factor for asphalt recognizes the greater uncertainty in overlay thickness.

Live load factors have been provided to account for the large uncertainty of the maximum live load effects on a structure over a period of time. A large amount of field data has been modelled to estimate the maximum live load effect together with its uncertainty. Based on this data, degree of enforcement, volume and type of traffic are isolated as the major factors influencing the live load effect. The live load factors have been derived from this data for bridges with a single lane, two lanes and three and four lanes. Instead of providing different sets of load factors for different number of lanes, only one set of load factors are provided with corresponding reduction factors for other cases.

Four categories of live load are provided with varying volumes and degrees of enforcement, each with its corresponding live load factor. Site truck traffic data recorded by the engineer may also be included by reference to NCHRP 12-28(1).

**3.3.4.2 Resistance Factors.** A capacity reduction factor,  $\phi$ , is included in the basic rating equation to account for variation in the calculated resistance. It takes into consideration the dimensional variations of the structure, differences in material properties, current condition and future deterioration, and the inaccuracies in the theory for calculating resistance.

A basic set of resistance factors are provided in the proposed specifications. The reliability levels are

calibrated to produce different resistance factors for redundant and nonredundant spans with the latter having lower (more conservative) factors. The redundancy definitions are the same as given in the present AASHTO specifications under the fatigue design provisions. The resistance factors can be further modified depending on the amount of deterioration and type of inspection and maintenance. Options exist for conducting detailed measurements of strength losses. Also included are benefits for vigorous maintenance schedules. This allows the evaluation to be flexible enough and also covers a large range of types and conditions of members that may be encountered.

## ILLUSTRATIVE EXAMPLES

As an example, an existing steel, prestressed concrete and reinforced concrete bridge are rated by the proposed procedures.

1. Example 2 (Reinforced concrete), NCHRP 10-15 Final report pg. C-13.

### Resistance

$$M_u = A_s f_y (d - a/2)$$

$$f_y = 33 \text{ ksi}$$

$$f_c = 3 \text{ ksi}$$

$$d = 26.64 \text{ in.}$$

$$a = 1.14 \text{ in.}$$

$$A_s = 6.89 \text{ in}^2$$

$$M_u = 494 \text{ k-ft}$$

### Dead load effect

$$\text{Span} = 26 \text{ ft.}$$

$$\text{Asphalt} = 33 \text{ k-ft}$$

$$\text{Other} = 91.3 \text{ k-ft}$$

### Live load effect

$$I = 1.1 \text{ (assuming smooth deck surface)}$$

$$S = 6.52'$$

$$g = \frac{6.52}{6} = 1.09$$

$$M_{LL} = \left(\frac{187}{2}\right) (1.09)(1.1)$$

$$= 112.1 \text{ k-ft (Vehicle '3')}$$

### Proposed procedure

$$\phi = 0.95 \text{ (good condition, vigorous maintenance)}$$

$$\text{R.F.} = \frac{(0.95)(494) - (1.2)(91.3) - (1.44)(33)}{\gamma_L(112.1)}$$

$$= \frac{2.79}{\gamma_L}$$

Assuming enforced, heavy volume traffic

$$\gamma_L = 1.45$$

$$R.F. = 1.92$$

Existing AASHTO-LFR ratings

$$I = 1 + \frac{50}{26 + 125} \leq 1.3$$

$$= 1.3$$

$$M_{LL} = \left(\frac{187}{2}\right)(1.09)(1.3)$$

$$= 132.5 \text{ k-ft}$$

$$\text{Operating rating} = \frac{(0.9)(494) - (1.3)(91.3 + 33)}{(1.3)(132.5)}$$

$$= 1.64$$

$$\text{Inventory rating} = 0.99 \text{ (i.e. } 0.6 \times 1.64)$$

$$\text{Proposed rating} = 1.92 \text{ (vehicle '3')}$$

Remarks: The proposed rating is higher than existing AASHTO LFR - 0 rating for traffic category 2 (the calibration category) but will be lower than existing operating ratings for heavier traffic categories. For a deteriorated section (say 10% loss in strength) and heavy traffic, the proposed rating can fall to existing inventory levels e.g.,

$$\phi = 0.80 \text{ (for deteriorated section)}$$

$$M_u = 494 \text{ k-ft}$$

$$\gamma_L = 1.80 \text{ (unenforced, heavy volume traffic)}$$

$$RF = \frac{(0.80)(494) - (1.2)(91.3) - (1.44)(33)}{(1.80)(132.5)}$$

$$= 0.99$$

2. Example 2 (steel), NCHRP 12-28 (1) Final report pg. C-19 (Floor beam of thru truss)

Resistance

$$R_u = 267.5 \text{ k-ft}$$

$$\phi = 0.85 \text{ (non-redundant; vigorous maintenance)}$$

Dead load effect

$$\text{Asphalt} = 41 \text{ k-ft}$$

$$\text{Remaining} = 25.95 \text{ k-ft}$$

Live load effect

$$\text{Impact} = 1.1 \text{ (smooth surface and approaches)}$$

$$\text{Live load effect} = 118.3 \text{ k-ft (vehicle '3')}$$

Proposed procedure

Assuming enforced, light volume traffic,

$$\gamma_L = 1.3$$

$$RF = \frac{(0.85)(267.5) - (1.2)(25.95) - (1.44)(41)}{(1.3)(118.3)}$$

$$= 0.89$$

Existing AASHTO LFR ratings

$$\text{Impact} = 1.3$$

$$\text{Operating R.F.} = \frac{267.5 - 1.3(41 + 25.95)}{(1.3)(1.3)(107.5)}$$

$$= 1.00$$

$$\text{Inventory R.F.} = 0.60$$

Remarks: The proposed procedure gives lower rating factors than existing operating ratings because of the non-redundancy. However, this rating factor is higher than current inventory ratings.

3. Example 10 (prestressed concrete beam), NCHRP 12-28(1) final report pg C-70.

Resistance

$$M_u = 2610 \text{ k-ft}; \phi = 0.95 \text{ (good condition)}$$

Dead load effect (span = 75.25')

$$\text{Asphalt} = 0.0$$

$$\text{Remaining} = 932 \text{ k-ft}$$

Live load effect

$$\text{Impact} = 1.2 \text{ (rough approach conditions)}$$

$$S = 8'$$

$$\text{Distribution factor} = S/7.0 = 1.14$$

Live load effect

$$= (396.9)(1.14)(1.2) \text{ [Vehicle '3']}$$

$$= 542.9 \text{ k-ft}$$

Live load factor  $\gamma_L$

$$= 1.45 \text{ (Enforced, heavy volume traffic)}$$

$$RF = \frac{(0.95)(2610) - (1.2)(932)}{(1.45)(542.9)}$$

$$= 1.73$$

Existing AASHTO operating rating

$$\frac{0.75 M_u - D}{M_{LL} g I}$$

$$M_u = 2610 \text{ k-ft}$$

$$D = 932 \text{ k-ft}$$

$$M_{LL} = 396.9 \text{ k-ft}$$

$$g = 1.14$$

$$I = 1 + \frac{50}{125 + 75.25} = 1.25$$

Existing AASHTO operating rating

$$= \frac{(0.75)(2610) - 932}{(396.9)(1.14)(1.25)} = 1.80$$





**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.  
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

## **CURSO INSTITUCIONAL**

**INSPECCION, MANTENIMIENTO Y REHABILITACION  
DE PUENTES**

**del 27 de octubre al 7 de noviembre de 1997**

**TECNICAS NO DESTRUCTIVAS PARA LA EVALUACION  
DE MATERIALES ESTRUCTURALES**

**Ing. Eduardo Rodríguez Sánchez  
Palacio de Minería  
1997**

**CURSO DE CAPACITACIÓN  
INSPECCIÓN, MANTENIMIENTO  
Y REHABILITACIÓN DE PUENTES.**

MÉXICO, D.F., 29 DE OCTUBRE DE 1997  
PALACIO DE MINERÍA

**TÉCNICAS NO DESTRUCTIVAS PARA  
LA EVALUACIÓN DE MATERIALES  
ESTRUCTURALES**

1. SIPUMEX (SISTEMA DE PUENTES DE MÉXICO)  
PROPÓSITOS Y PROCEDIMIENTOS DE INSPECCIÓN  
PRINCIPAL Y ESPECIAL.
2. MÉTODOS Y EQUIPOS NO DESTRUCTIVOS PARA  
LA EVALUACIÓN DE PUENTES EXISTENTES.
3. DEMOSTRACIÓN DEL EQUIPO NO DESTRUCTIVO  
PARA INSPECCIONES.
4. CONCLUSIÓN

ING. EDUARDO RODRÍGUEZ SÁNCHEZ, DGCC, SCT

## **INTRODUCCION.-**

UN ASPECTO DE SINGULAR IMPORTANCIA EN LO QUE SE REFIERE A MANTENIMIENTO Y REHABILITACION DE PUENTES, ES EL DE CONOCER PROPIEDADES DE LOS MATERIALES QUE CONSTITUYEN A LOS ELEMENTOS DE ESTAS ESTRUCTURAS, SIN DESTRUIRLOS PARCIAL O TOTALMENTE, LO CUAL PUEDE REALIZARSE MEDIANTE INSPECCIONES ESPECIALES

LA DEFINICION DE LOS PUENTES EN LOS QUE DEBEN REALIZARSE INSPECCIONES CON EL PROPOSITO MENCIONADO, ES PARTE DE TODO UN SISTEMA DE EVALUACION A NIVEL NACIONAL CON EL QUE SE PUEDE DETERMINAR Y PROGRAMAR LA ATENCION DE LAS ESTRUCTURAS.

EN LA DIRECCION GENERAL DE CONSERVACION DE CARRETERAS, SE TIENE IMPLEMENTADO YA EL SIPUMEX (SISTEMA DE PUENTES DE MEXICO) PARA TAL EFECTO.

### **1. SIPUMEX.- PROPOSITOS Y PROCEDIMIENTOS DE INSPECCION PRINCIPAL Y ESPECIAL**

ES UN SISTEMA DE ADMINISTRACION O GESTION DE PUENTES QUE PERMITE CONOCER CUANTOS PUENTES ESTAN BAJO RESPONSABILIDAD DE LA DIRECCION GENERAL DE CONSERVACION DE CARRETERAS Y, EN FUNCION DE SU ESTADO FISICO, CUALES ES NECESARIO ATENDER.

PARA EL EFECTO, SE REALIZA PRIMERO LA INSPECCION PRINCIPAL, QUE ES UNA INSPECCION VISUAL DE TODAS LAS PARTES ACCESIBLES DE LA ESTRUCTURA PARA CONOCER SUS PROPIEDADES SUPERFICIALES.

LA PRIMERA VEZ QUE SE REALIZA SIRVE PARA OBTENER LAS CARACTERISTICAS MAS IMPORTANTES DE LA ESTRUCTURA, COMO LOCALIZACION, DIMENSIONES BASICAS, MATERIALES DE CONSTRUCCION, ETC., DATOS CON LOS QUE SE PUEDE

OBTENER EL INVENTARIO AL REALIZAR ESTA INSPECCION EN TODOS LOS PUENTES.

ADICIONALMENTE, SE OBTIENE UNA APRECIACION VISUAL DEL ESTADO FISICO DEL PUENTE Y TODOS SUS ELEMENTOS, BASANDOSE EN UN PARAMETRO QUE ES LA CALIFICACION CUYA ESCALA ES DE 0 A 5 (0 = PERFECTO ESTADO, 5 = CONDICION CRITICA).

CUANDO SE REQUIERE REALIZAR EVALUACIONES MAS DETALLADAS SE EFECTUA UNA INSPECCION ESPECIAL, QUE CONSISTE EN UNA INSPECCION MAS OBJETIVA QUE INCLUYE UNA INVESTIGACION Y UNA EVALUACION DETALLADA DEL DAÑO A LAS PROPIEDADES Y MATERIALES DE LA ESTRUCTURA Y DE SUS ELEMENTOS, DAÑOS QUE PUEDEN SER RESULTADO DE DEFICIENCIAS DE CONSTRUCCION, EL USO NORMAL, EL ATAQUE DEL MEDIO AMBIENTE O SOBRECARGAS.

EN ESTA INSPECCION ES NECESARIO REALIZAR MEDICIONES Y PRUEBAS DE CAMPO, PARA LO CUAL SE REQUIEREN EQUIPO Y HERRAMIENTAS ESPECIALES.

ESTA MODALIDAD DE INSPECCION TIENE EL PROPOSITO DE DETERMINAR EL TIPO, EXTENSION Y CAUSA DE LOS DAÑOS, ASI COMO EVALUAR LA NECESIDAD DE REPARAR O REHABILITAR LA ESTRUCTURA. TAMBIEN SIRVE PARA SELECCIONAR LA ESTRATEGIA DE REPARACION OPTIMA.

## 2.- METODOS Y EQUIPOS NO DESTRUCTIVOS PARA LA EVALUACION DE PUENTES EXISTENTES.

METODO SIMPLE. INSPECCION VISUAL DONDE SE UTILIZA EL SENTIDO COMUN Y EXPERIENCIA DEL INSPECTOR ASI COMO EL SOPORTE DE EQUIPOS Y METODOS SENCILLOS DE UTILIZAR.

EN ALGUNOS CASOS SERA NECESARIO EL USO DE EQUIPOS Y METODOS DE PRUEBA MAS AVANZADOS, LOS CUALES SE

UTILIZARAN CUANDO LA INFORMACION OBTENIDA PREVIAMENTE NO SEA SATISFACTORIA PARA EVALUAR EL DAÑO, ASI COMO SUS CAUSAS Y EXTENSION, PARA ESTABLECER LAS ESTRATEGIAS MAS ADECUADAS DE CONSERVACION O REHABILITACION DEL PUENTE.

PARA EVALUAR LOS MATERIALES QUE CONSTITUYEN A LOS ELEMENTOS DE UN PUENTE, EXISTEN DIFERENTES METODOS Y EQUIPOS, SIMPLES Y AVANZADOS TANTO PARA ESTRUCTURAS DE CONCRETO COMO DE ACERO.(VER ANEXO)

### **3.-DEMOSTRACION DEL EQUIPO NO DESTRUCTIVO PARA INSPECCIONES**

DEL EQUIPO ANTES MENCIONADO, EL MAS UTILIZADO ES EL DE LAS PRUEBAS INDICADAS EN EL ANEXO.

### **4.- CONCLUSION**

ES IMPORTANTE QUE EN UN SISTEMA SE CUENTE CON METODOS Y EQUIPOS, LOS CUALES PUEDEN SER SIMPLES Y AVANZADOS.

PARA EVALUAR LA CONDICION DE LOS PUENTES PRIMERO DEBE HACERSE UNA PLANEACION DETALLADA QUE PUEDE INCLUIR LA SELECCION DE METODOS DE PRUEBA, TIPO DE EQUIPO A UTILIZAR, LA PARTE DEL PUENTE EN QUE SE EJECUTARAN LAS PRUEBAS Y EL NUMERO DE PRUEBAS A REALIZAR.

Material	Propósito de la investigación	Investigación en el lugar		Método de pruebas de laboratorio / equipo
		Método general / equipo	Método detallado / equipo	
Refuerzo y tendones	Localización	Inspección visual de las superficies de concreto Determinación del recubrimiento de concreto / medidor de recubrimiento	Cala / martillo perforador	
	Determinación de corrosión	Inspección visual de las superficies de concreto Mediciones del potencial electroquímico (prueba PEQ) / equipo de prueba PEQ	Prueba PEQ / equipo de prueba PEQ	
	Determinación de la resistencia			Prueba de resistencia / máquina para la prueba de tensión
Refuerzo postensado	Registro de la condición	Inspección visual de las superficies de concreto	Poner al descubierto ductos de inyección y ventilación / martillo perforador Barrenos al contacto de los ductos de cables Prueba de impacto Echo / equipo especial	
	Determinación del volumen de cavidades		Medición volumétrica / equipo para prueba de aire comprimido	
Estructuras de acero	Determinación del espesor remanente	Inspección visual	Medición ultrasónica / equipo para prueba de espesor ultrasónico	
	Investigación de grietas y la minación	Inspección visual	Prueba de flujo magnético de partículas / equipo de FMP	
	Registro de la condición de soldaduras	Inspección visual / cepillo de alambre	Prueba de flujo magnético de partículas / equipo de FMP	
	Determinación del espesor de pintura		Método magnético / detector magnético ("Elcometer")	
	Determinación de la resistencia y calidad			Prueba de resistencia / máquina para prueba de tensión Análisis espectrográfico Prueba de energía de impacto

Material	Propósito de la investigación	Investigación en el lugar		Método de pruebas de laboratorio / equipo
		Método General / Equipo	Método detallado / equipo	
Concreto	Registro de la condición	Inspección visual	Examen de corazones / broca de corazones Cala / martillo perforador Prueba de impacto Echo / equipo especial	Descubrimiento de grietas / microscopio de fluorescencia Prueba de vacíos de aire / microscopio de fluorescencia Microanálisis / microscopio de polarización óptica
	Determinación de la resistencia	Rebote (prueba de golpeo) / Martillo	Prueba CAPO / gato especial (Prueba LOK) / gato especial Prueba BOND / gato especial	Prueba de compresión de corazones / equipo de prueba de compresión Microanálisis / microscopio de polarización óptica
	Determinación de la profundidad de carbonatación		Prueba de la fenolftaleína / líquido indicador	Microanálisis / microscopio de polarización óptica
	Determinación del contenido de cloruro		Prueba rápida de cloruro (PRC) / electrodo selectivo-cloruro	Análisis volumétrico químico / equipo de laboratorio estándar
	Determinación del contenido de sulfato			Análisis volumétrico químico / equipo de laboratorio estándar
	Determinación del contenido de humedad		Contenido de humedad relativa / inserción de celda sensora	Contenido de agua / balanza + horno Grado de saturación capilar de agua / balanzas + horno Contenido de humedad relativa / sensor de humedad
	Investigación de grietas	Inspección visual / medidor de ancho de grietas o microscopio de detección de grietas	Examen de corazones / broca de corazones Cala/martillo perforador Prueba de impacto Echo / equipo especial	Descubrimiento de grietas / microscopio de fluorescencia Micro análisis / microscopio de polarización óptica

Apariencia y causas del daño		General
Apariencia	Causa posible del daño	Método de investigación
Deflexiones y movimientos indeseables	Deficiencias estructurales debidas a sobrecarga, subdiseño, condiciones del suelo, contracción plástica, etc.	Inspección visual Medición de inspección Instalación y monitoreo de puntos de medición Evaluación estructural

Apariencia y causas del daño		Estructuras de concreto
Apariencia	Causa posible del daño	Método de investigación
<p><b>Grietas</b></p> <p><u>Ejemplos:</u> Modelo específico de agrietamiento</p> <p>Configuración no específica (aleatoria o a lo largo de las barras, incluyendo huecos bajo las barras)</p> <p>Grietas singulares</p>	<p>Grietas estructurales causadas por sobrecarga y/o subdiseño</p> <p><b>A: Cargas que producen grietas</b> Grietas de flexión o tensión Grietas de cizalla o tensión diagonal Grietas de rajadura en zonas de anclaje de estructuras postensionadas y en apoyos</p> <p><b>B: Grietas no producidas por cargas</b> Grietas por contracción y esfuerzos térmicos Grietas por temperatura Grietas por movimientos diferenciales</p> <p>Grietas no estructurales por curado insuficiente</p> <p>Grietas por contracción plástica o asentamiento plástico</p> <p>Grietas no estructurales causadas por pobre ejecución de obra</p> <p>Trabajos pobres de encofrado, juntas de construcción inapropiadas, cargas excesivas de construcción</p>	<p><u>Métodos generales</u></p> <p>Inspección visual Mediciones del ancho de grietas Dibujo del esquema de grietas Evaluación del riesgo de corrosión Prueba de golpeo</p> <p><u>Métodos específicos</u></p> <p>Evaluación estructural</p> <p>Prueba CAPO Verificación de dimensiones, espaciamiento y posición del refuerzo (Medidor de recubrimiento)</p> <p>Prueba de Impacto Echo</p> <p>Prueba de Impacto Echo</p> <p>Evaluación del método de construcción</p> <p>Posible macroanálisis de corazones Prueba de Impacto Echo</p> <p>Evaluación del método de construcción</p> <p>Posible macroanálisis de corazones Prueba de Impacto Echo</p>



Apariencia y causas del daño		Estructuras de concreto (continuación)
Apariencia	Causa posible del daño	Método de investigación
Grietas por rajadura y astillamiento (grietas posibles a lo largo de las barras, manchas de herrumbre)	Corrosión del refuerzo Ingreso de cloruro Carbonatación Sistema de drenaje pobre Corrosión del acero postensionado	Medición del PEQ Rotura y retiro del recubrimiento PCR (prueba del cloruro) Prueba de la fenolftaleína Prueba del medidor de recubrimiento Prueba de contenido de humedad Prueba de Impacto Echo  Barrenos hasta los ductos del cable Inspección endoscópica Mediciones volumétricas Prueba de Impacto Echo
Astillamiento, aplastamiento, posible corrosión de las barras	Impacto vehicular Movimientos restringidos	Evaluación estructural Prueba de Impacto Echo
Escamamiento	Medio ambiente y/o pobre ejecución de obra Ataque de sulfatos Erosión climática	Prueba de laboratorio

Apariencia y causas del daño		Estructuras de acero
Apariencia	Causa posible del daño	Método de investigación
Grietas (posible herrumbre)	Grietas estructurales causadas por sobrecarga y/o subdiseño (fatiga)	Inspección visual Prueba de flujo de partículas magnéticas FPM Registro de grietas Evaluación estructural Pruebas de laboratorio
Alabeo, plegadura o distorsión	Daño estructural debido a sobrecarga, subdiseño, pobre ejecución de obra y/o impacto vehicular	Inspección visual y registro Evaluación estructural
Corrosión severa y posible laminación (herrumbre)	Medio ambiente	Medición ultrasónica del espesor remanente
Herrumbre o astillamiento de la pintura	Medio ambiente	Prueba de adhesión (por navaja/cinta adhesiva) Mediciones magnéticas del espesor de pintura
Herrumbre en pernos y juntas	Medio ambiente, pérdida de tuercas en pernos	Inspección visual

Apariencia y causas del daño		Juntas de expansión y apoyos
Apariencia	Causa posible del daño	Método de investigación
<b>Juntas de expansión:</b>		
Trituración o grietas a lo largo de las juntas	Daño estructural debido a sobrecarga, subdiseño y/o pobre ejecución de obra	Inspección visual Verificación de tipo de junta Medición del ancho de junta Evaluación estructural
Herrumbre o astillamiento de la pintura	Medio ambiente	Inspección visual
Filtración	Sellamiento gastado	Inspección visual
Suelta, rota y/o gastada	Daño estructural debido a sobrecarga, subdiseño y/o fatiga	Inspección visual Verificación del tipo de junta Evaluación estructural
<b>Apoyos:</b>		
Indeseable posición excéntrica o girada	Daño estructural debido a subdiseño y/o pobre ejecución de obra	Inspección visual Verificación del tipo de apoyo Medición de inspección Medición de temperatura Evaluación estructural
Colocación equivocada	Pobre ejecución de obra	Inspección visual Verificación del tipo de apoyo Evaluación estructural
Herrumbre o astillamiento de la pintura	Medio ambiente	Inspección visual
Gastado	Daño estructural debido a sobrecarga y/o fatiga	Inspección visual Verificación del tipo de apoyo Evaluación estructural



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.  
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

## **CURSO INSTITUCIONAL**

**INSPECCION, MANTENIMIENTO Y REHABILITACION  
DE PUENTES**

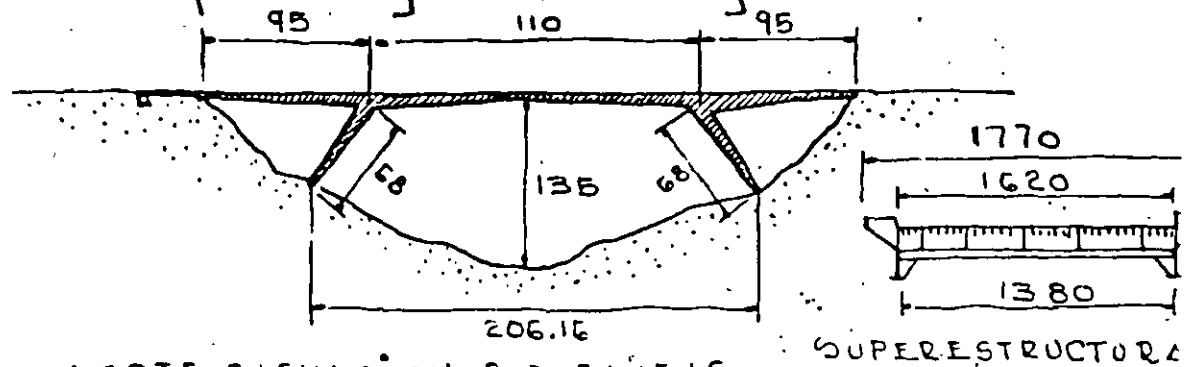
**del 27 de octubre al 7 de noviembre de 1997**

**ANEXO**

**Palacio de Minería  
1997**

# Puentes Grandes en México

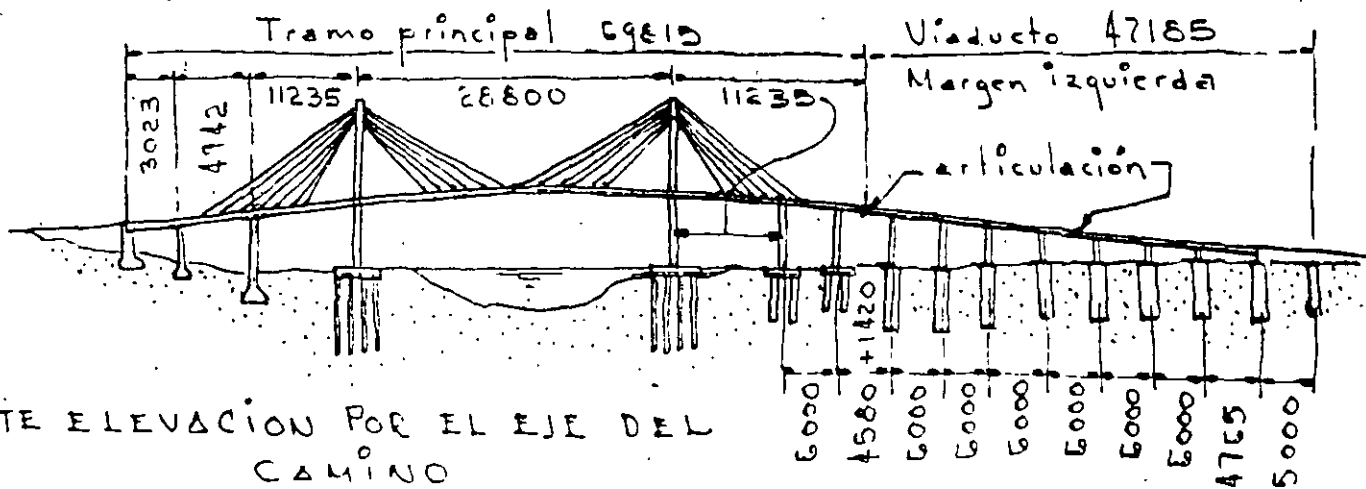
Puente de acero "Ing. Fernando Espinosa"  
 Autopista: México - Guadalajara  
 Tramo: Zapotlanejo - Guadalajara



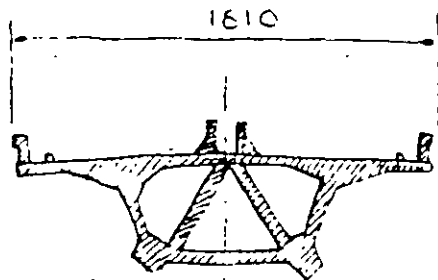
CORTE ELEVACION POR EL EJE DEL CAMINO

SUPERESTRUCTURA

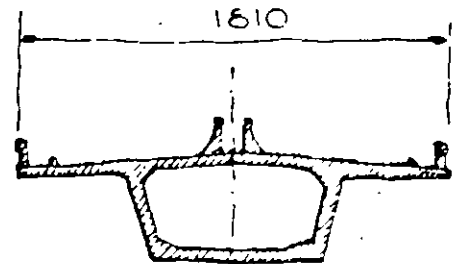
Puente tipo atirantado "Ing. Antonio Dovali Jaime"  
 Carretera: Costera del Golfo



CORTE ELEVACION POR EL EJE DEL CAMINO



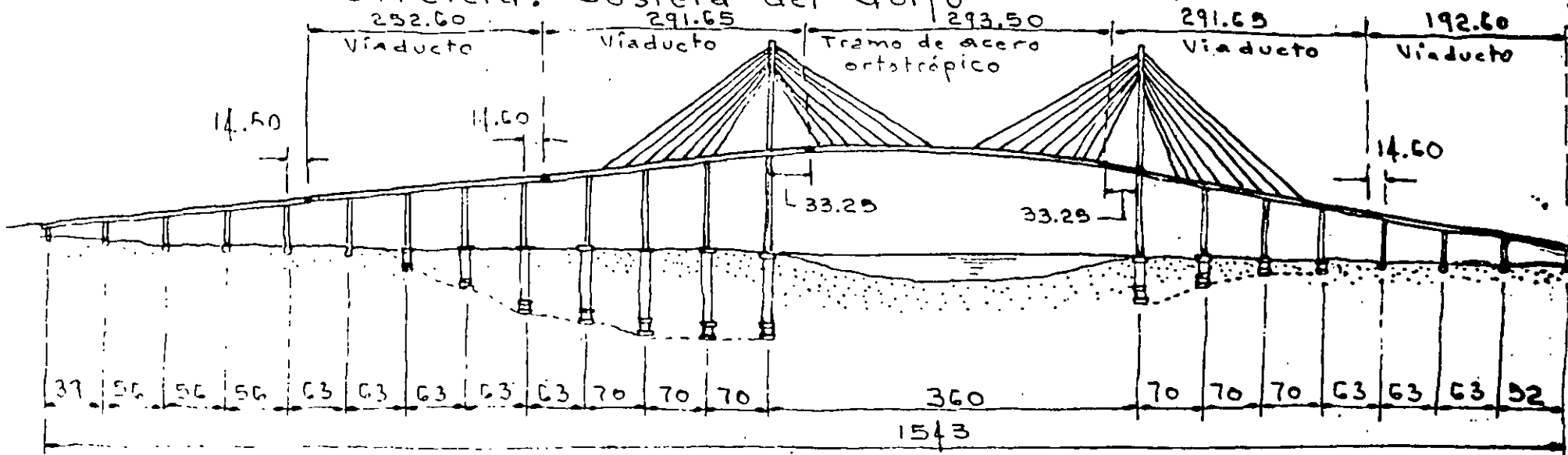
SECCION TRANSVERSAL EN TRAMO PRINCIPAL



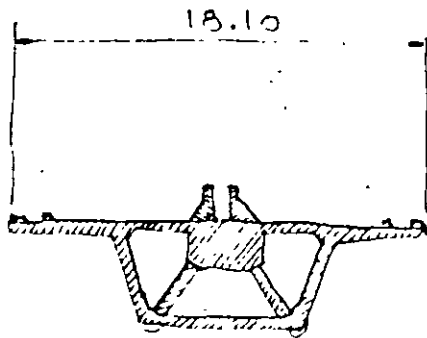
SECCION TRANSVERSAL EN VIADUCTO

# PUENTE "TAMPICO"

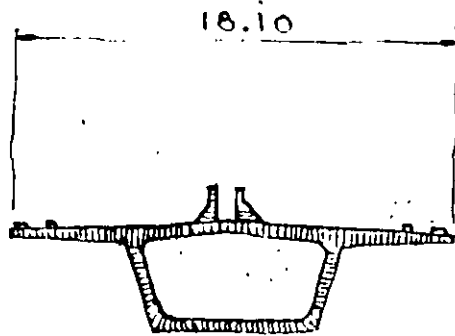
Carretera: Costera del Golfo



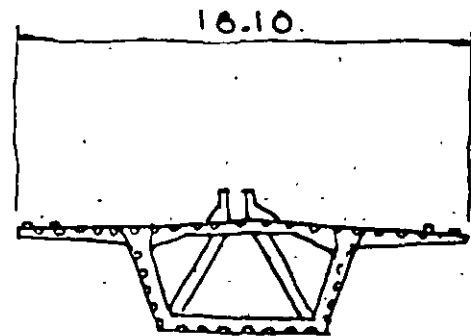
CORTE ELEVACION POR EL EJE DEL CAMINO



SECCION EN ANCLAJE DE TIRANTE

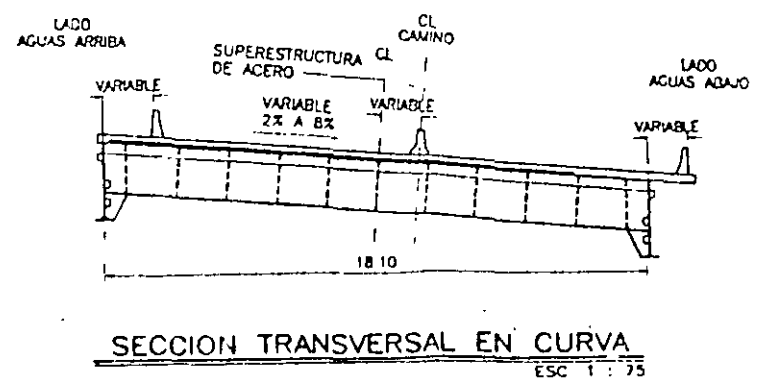
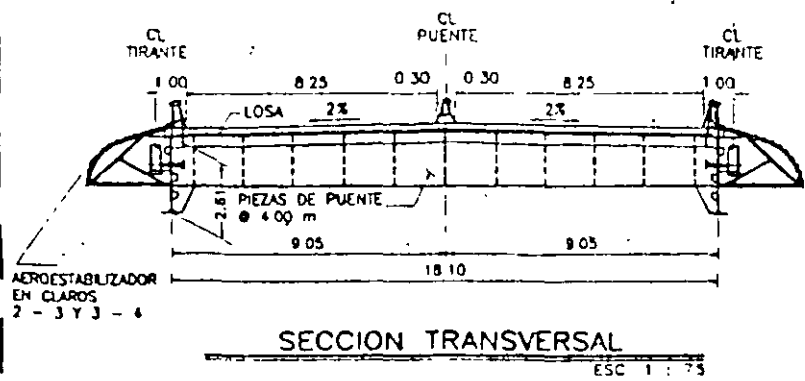
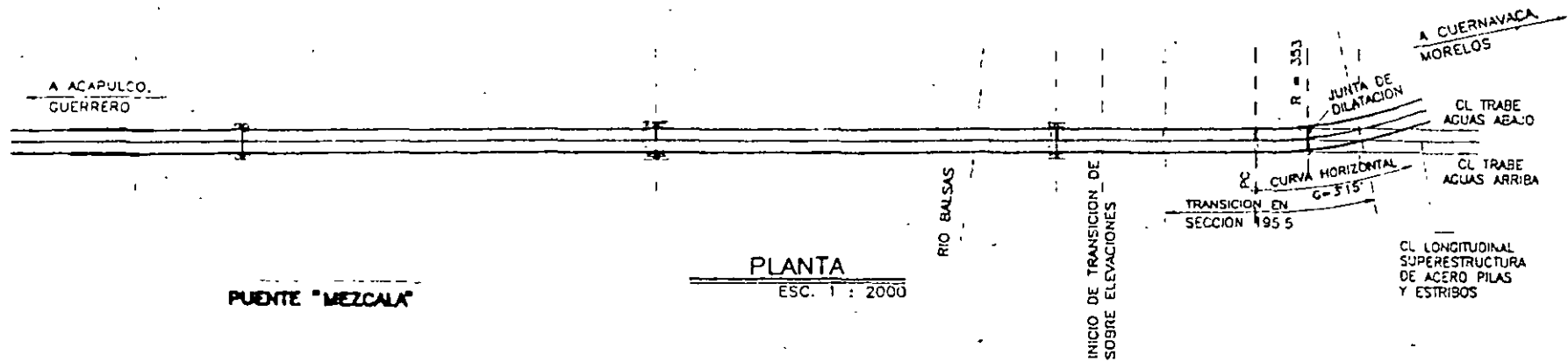
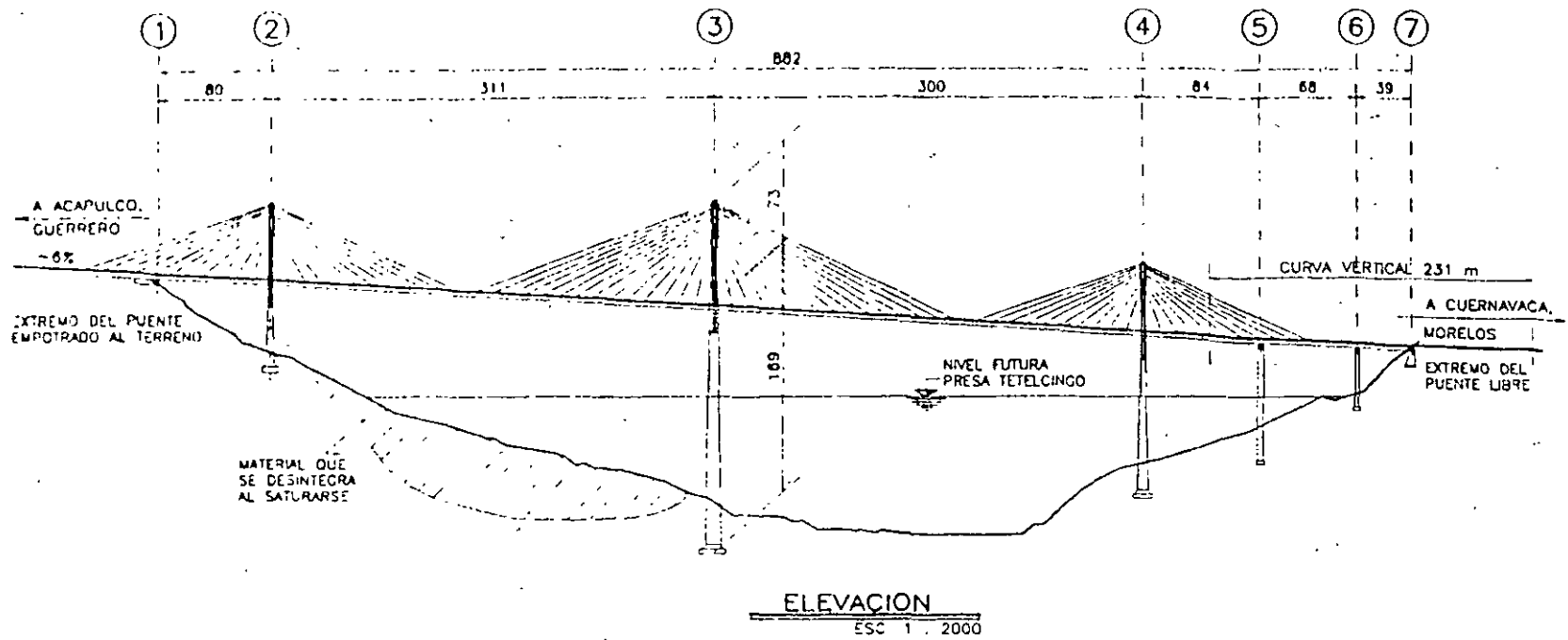


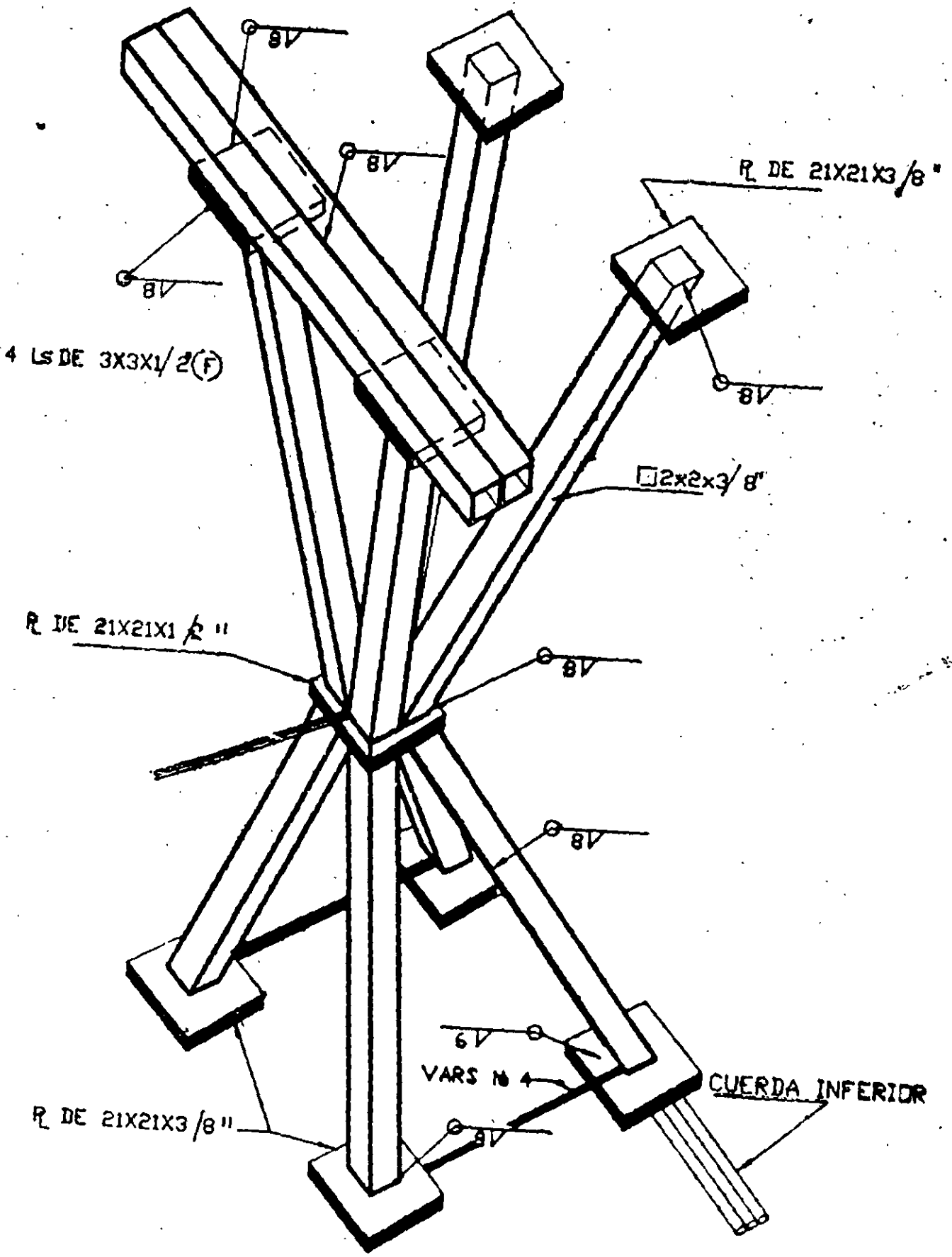
SECCION TRANSVERSAL



SECCION METALICA ORTOTROPICA

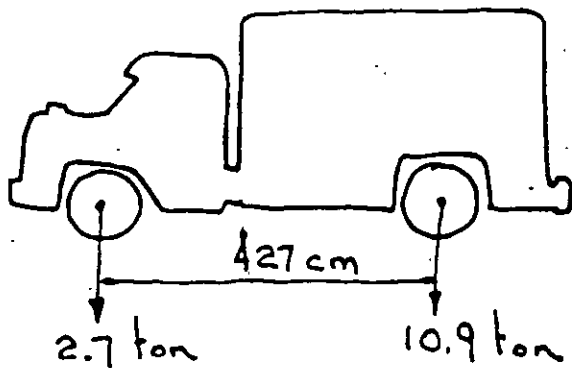
2





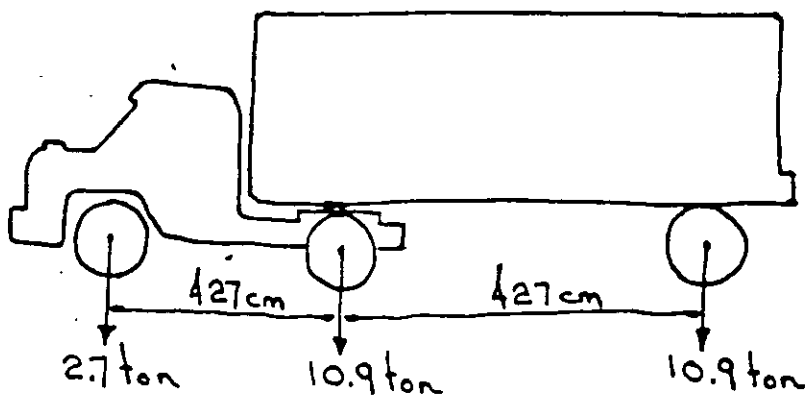
DETALLE DE ESTRUCTURA  
 (ISOMETRICO)

# CARGAS MÓVILES.-



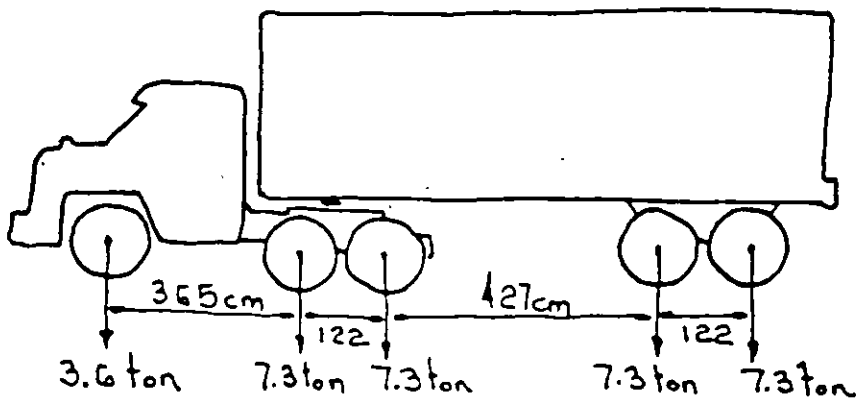
H15

Peso total 13.6 ton.



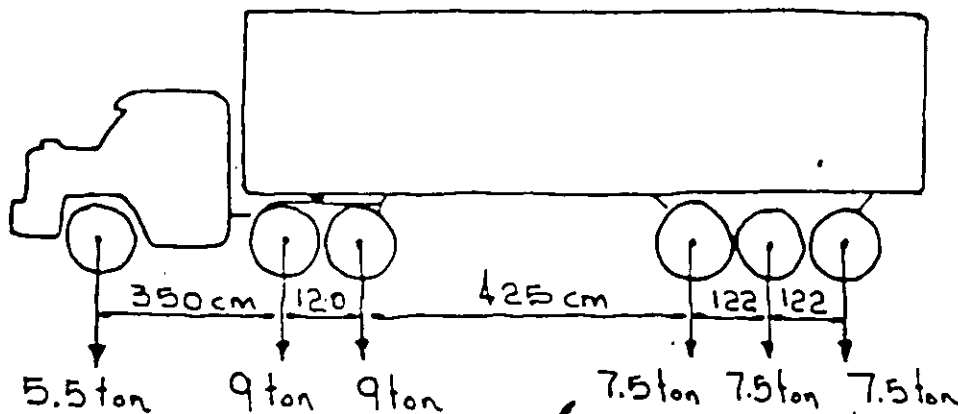
H515

Peso total 24.5 ton.



H5-20

Peso total 32.8 ton.

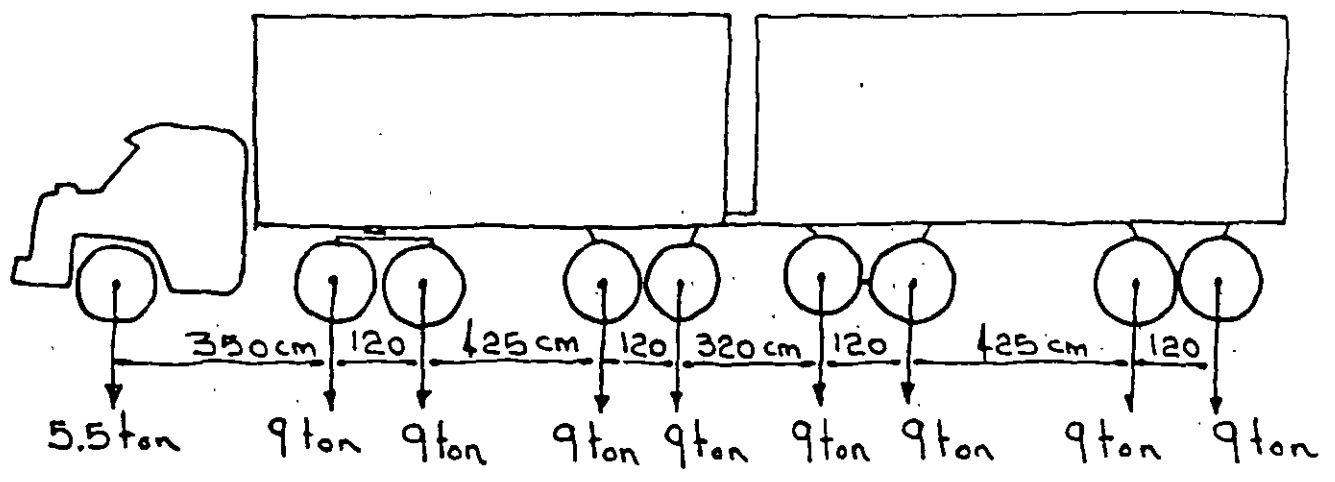


T3-53

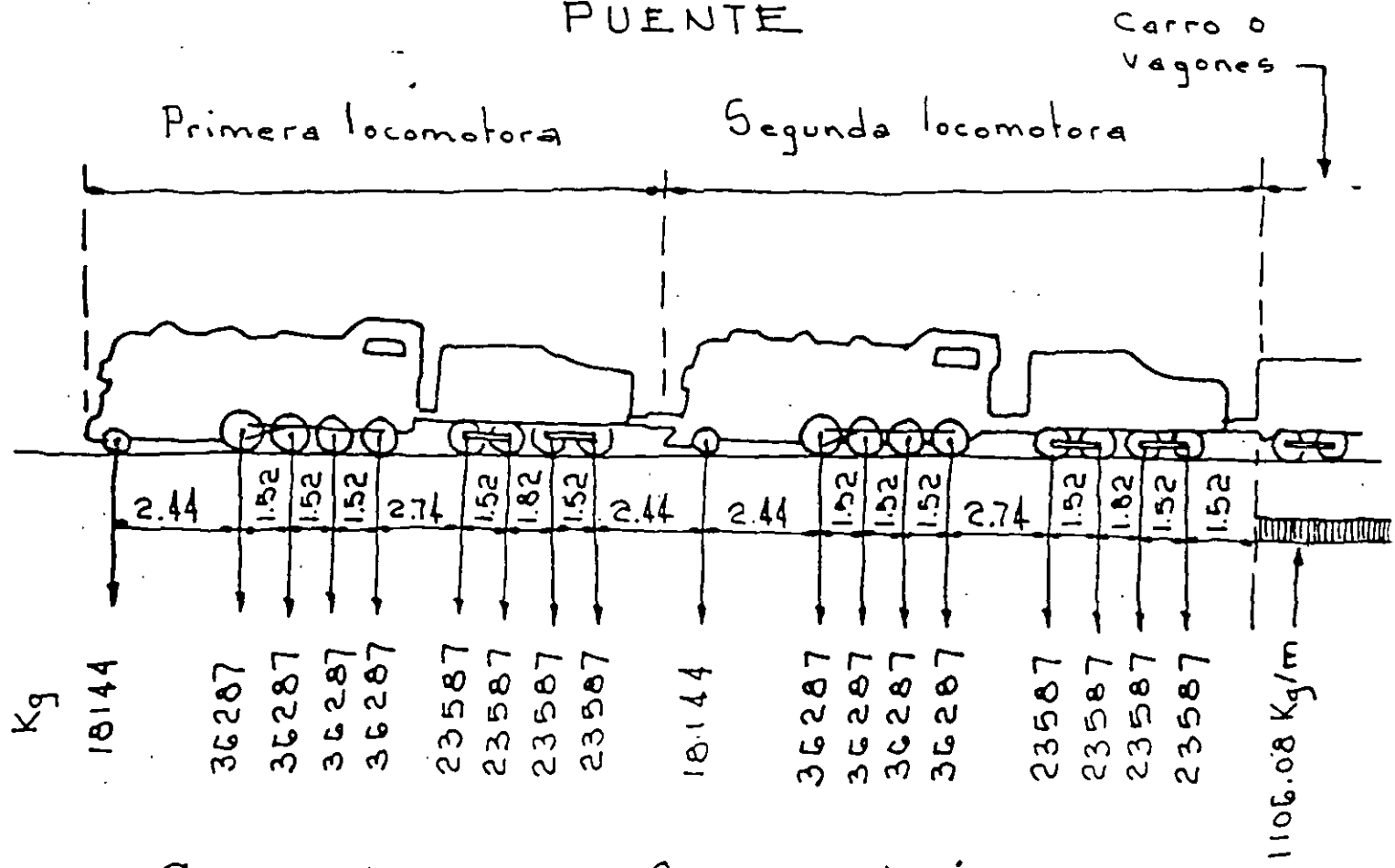
Peso total 46 ton.



T3-52-24      Peso total 77.5 ton.



CARGA DE FERROCARRIL SOBRE PUNTE



Carga por eje Cooper # 1-80

## Aspectos importantes de un puente.

- 1.- Planeación: Estudios económicos que definen la obra en función de su costo y rendimiento.
- 2.- Estudios: Estudios previos que permiten recabar la información necesaria para el proyecto.
- 3.- Proyecto: Elaboración de planos y especificaciones para la ejecución de la obra.
- 4.- Construcción: Ejecución de la obra, bajo supervisión, para control de calidad y de cumplimiento de especificaciones de proyecto.
- 5.- Operación: Vigilancia de que el puente opere dentro de las condiciones de proyecto.
- 6.- Mantenimiento: Operaciones primarias de bajo costo para mantener la obra en servicios.
- 7.- Conservación: Operaciones de restitución de las condiciones de proyecto.
- 8.- Modernización: Operaciones que mejoran las condiciones originales:
  - Reforzamiento estructural
  - Modificación geométrica

9. - Transformación de uso
- Conversión en monumento
  - Abandono
  - Demolición



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.  
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

## **CURSO INSTITUCIONAL**

**INSPECCION, MANTENIMIENTO Y REHABILITACION  
DE PUENTES**

**del 27 de octubre al 7 de noviembre de 1997**

**ANEXO**

**Palacio de Minería  
S**

**Inspection, Evaluation, and Rehabilitation  
of  
Steel Bridges Under Fatigue Stresses**

**FUNDAMENTALS OF FATIGUE**

Mexico City  
October 31, 1997

by

Peter B. Keating, Ph.D.  
Associate Professor, Civil Engineering Department  
Associate Research Engineer, Texas Transportation Institute  
Texas A&M University System  
College Station, Texas

No. I-1

Today's seminar is on the inspection, evaluation, and rehabilitation of steel bridges under fatigue stresses.

Inspection, Evaluation and  
Rehabilitation of Steel Bridges Under  
Fatigue Stresses

by

Peter B. Keating, Ph.D.  
Texas Transportation Institute  
Texas A&M University System  
College Station, Texas

No. I-2

We will examine the following topics:

- Fatigue Fundamentals
- Inspection of Fatigue Prone Details
- Fatigue Assessment
- Repair of Fatigue Damaged Details

Inspection, Evaluation, and Rehabilitation of Steel  
Highway Bridges Under Fatigue Stresses

- ✓ Fatigue Fundamentals
- ✓ Inspection of Fatigue Prone Details
- ✓ Fatigue Assessment
- ✓ Repair of Fatigue Damaged Details

No. I-3

The first session this morning will be on Fatigue Fundamentals and will cover the following topics:

- Stress Range Concept
- Detail Fatigue Strength
- Types of Fatigue Stresses

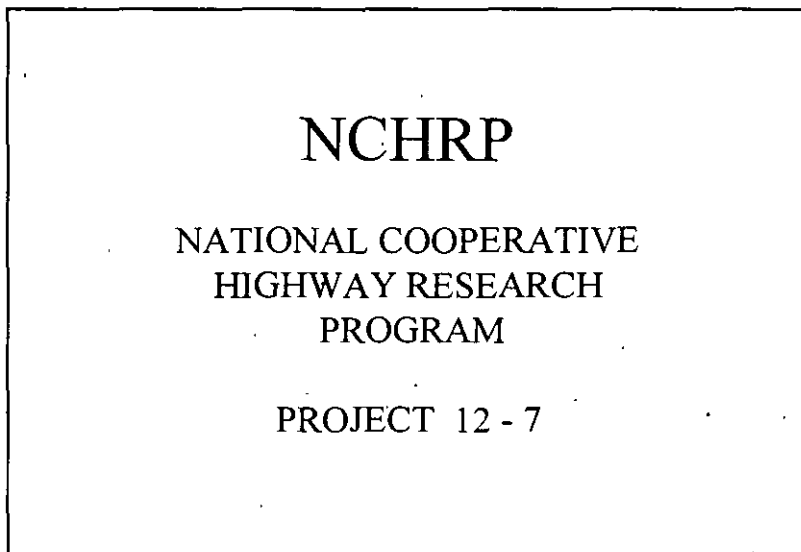
Session I  
Fatigue Fundamental

- ✓ Stress Range Concept
- ✗ AASHTO Fatigue Categories
- ✓ Detail Fatigue Strength
- ✓ Types of Fatigue Stresses

No. I-4

The current AASHTO fatigue design provisions are based primarily on a series of fatigue test programs sponsored by the National Cooperative Highway Research Program (NCHRP).

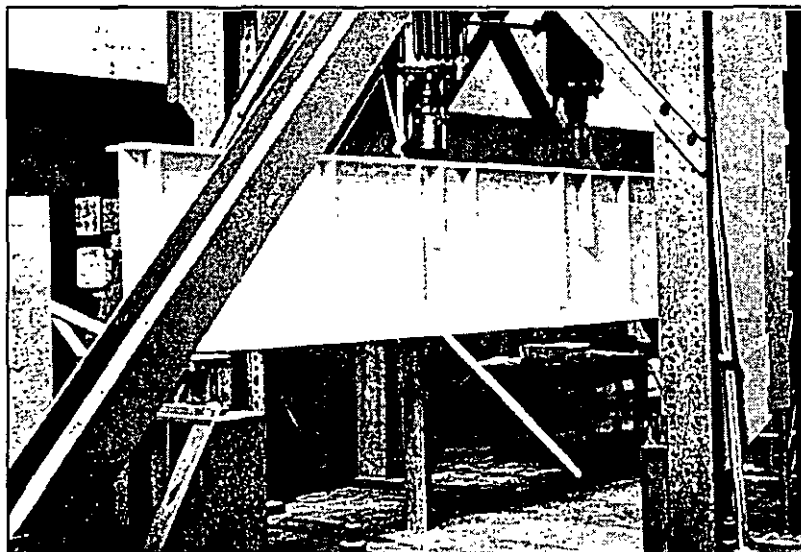
The initial fatigue test program was begun in 1968 at Lehigh University, Bethlehem, Pennsylvania and follow-up programs continued through the early 1990's.



No. I-5

Large-scale specimens were used to overcome some of the limitations that existed with the previous database such as: residual stress fields, defect size and distribution, and shear lag.

A welded plate girder specimen with transverse web stiffeners is shown in the laboratory.

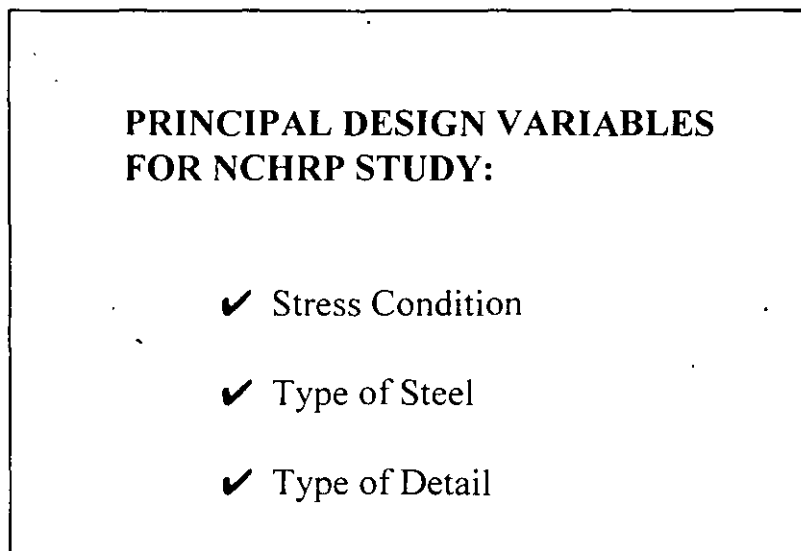


No. I-6

The principal design variables for the study were those associated with the following three major categories: stress condition, type of steel, and detail type.

The large number of test specimens allowed for a clear examination of each parameter and its influence on fatigue behavior.

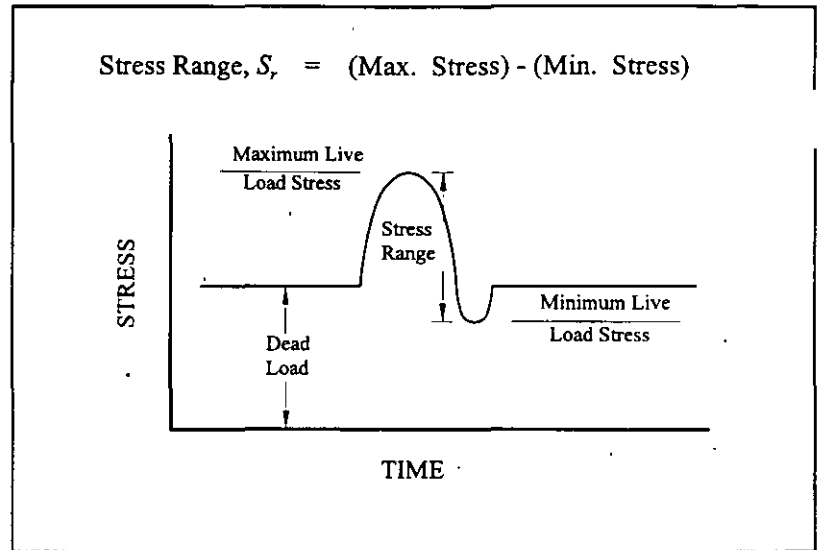
The steel strength ( $F_y$ ) was found not to significantly influence fatigue behavior. The yield stress of the types of steel ranged from 36 to 100 ksi. (250 to 690 Mpa).



No. I-7

Analysis of the fatigue test data revealed that the stress range was the only controlling stress parameter. Other parameters, such as minimum stress, maximum stress, and the stress ration, did not play a significant role on describing the fatigue behavior.

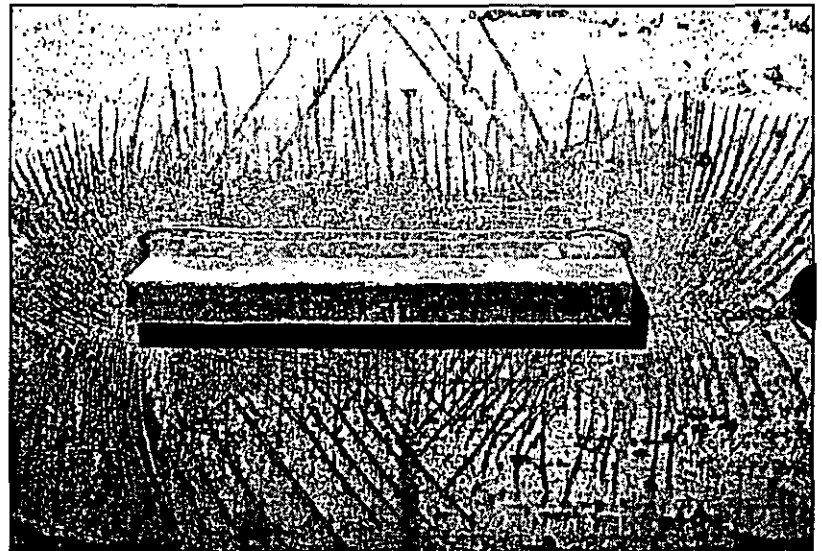
The stress range is defined as the algebraic difference between the maximum stress and the minimum stress at the detail location. The stress range is due to the live load only, which includes the truck weight plus impact.



No. I-8

The major simplification of the design stress parameter to only the stress range is due to the existence of tensile residual stresses. All welding processes result in high tensile residual stresses, which are at or near the yield point of the weldment and weld metal adjacent to it. Therefore, in the early stages of fatigue crack growth, most of the fatigue life occurs in regions of high residual stress.

Representative residual stress patterns can often be seen in the mill scale of steel plates.

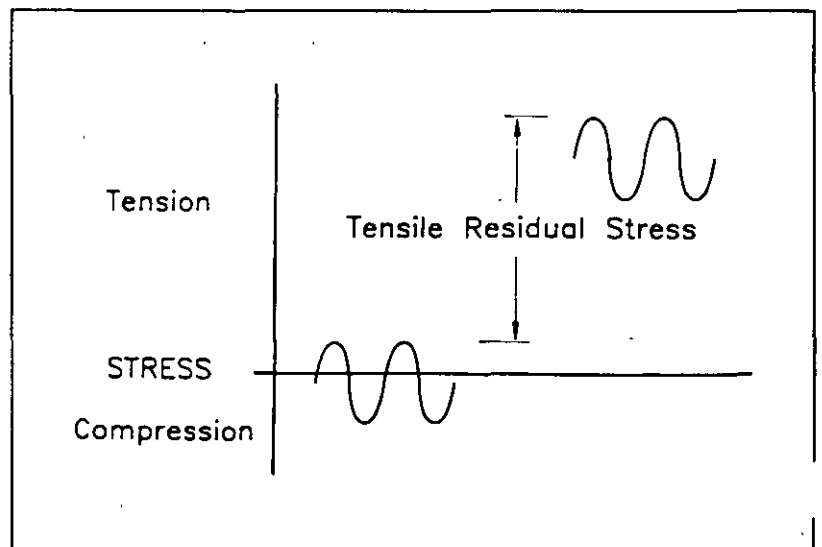


No. I-9

If a member is subject to stress reversal, fatigue must be considered as a possibility no matter how small the tension component of the stress cycle is.

The crack generated in a tensile residual stress zone could propagate to failure by the very small tension component of stress.

Only when the full design stress cycle is in compression is fatigue not a design consideration.





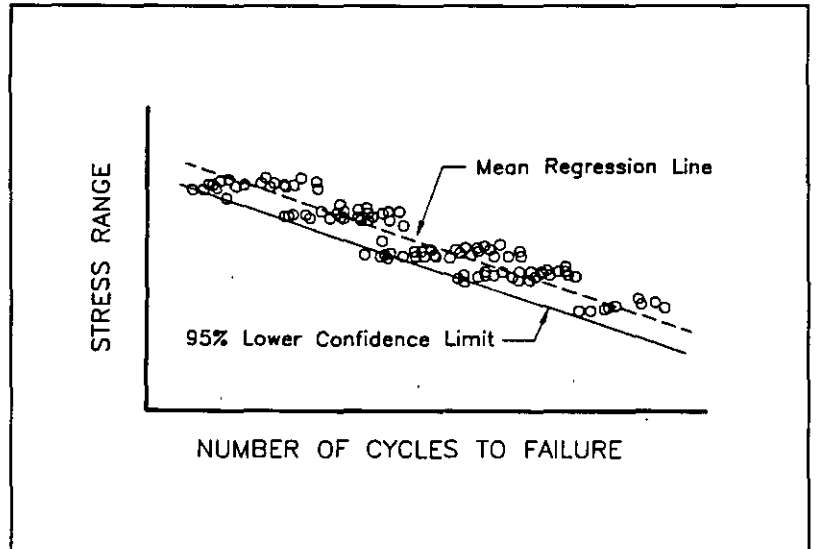
No. I-10

For each group of test data (by detail type), the data were plotted on a log-log scale

A least square linear regression analysis was performed to obtain the "best fit" curve.

A parallel line was drawn two standard deviations below the mean line curve.

This curve represented an acceptable lower estimate for fatigue life.



No. I-11

With the stress range being the only important stress parameter in defining fatigue life, a stress range, cycle relationship could be developed.

A regression analysis showed that the relationship was log-log in nature with a constant slope.

Note that the "curve" plots as a straight line when presented in this form.

### S-N CURVES:

$$\text{Log Form: } \log N = \log A - B \log S_r$$

$$\text{Exp. Form: } N = A S_r^B$$

Where:

N = number of cycles to failure

$S_r$  = nominal stress range

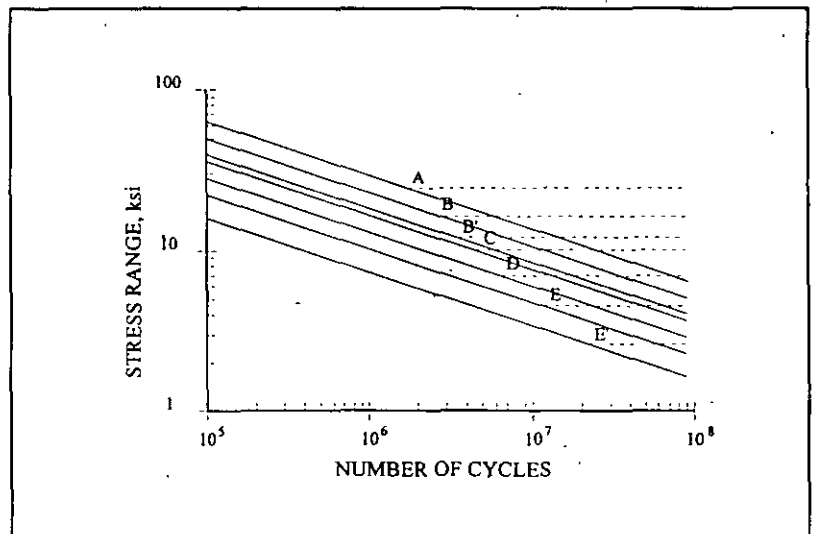
A = log-N axis intercept

B = slope constant

No. I-12

The original NCHRP project resulted in the establishment of five fatigue design curves (A through E) and were first used in the 1973 AASHTO interim specifications. A sixth curve (E') was introduced in 1979. These are based on the lower bound estimates resulting from the regression analyses of the test data.

A re-evaluation in 1985 that included additional test data indicated that some minor adjustments to the design curves were in order. An additional curve was included, Category B', and the slope constant for each curve was set to 3.0.

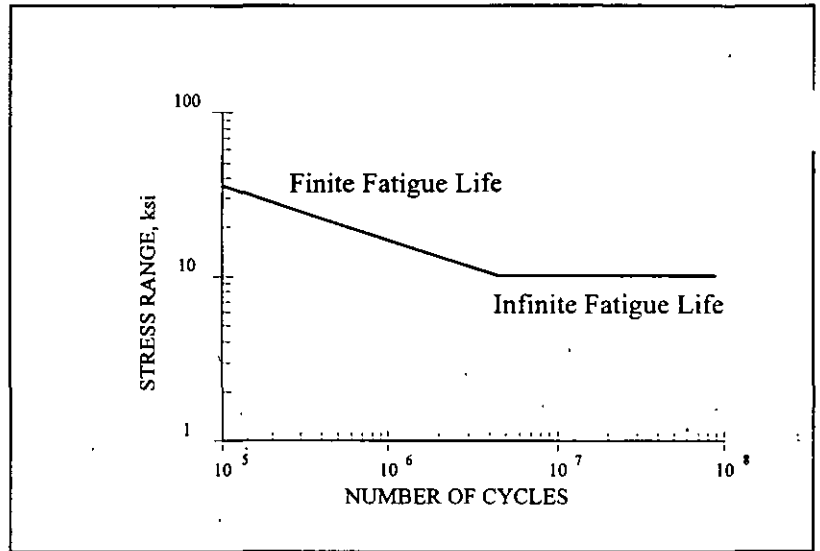


No. I-13

The test data also indicated that as the stress range decreased in magnitude, there was a level at which no fatigue cracking was observed in the specimens.

The maximum stress range at which no fatigue crack growth occurs under constant amplitude load conditions was called the Constant Amplitude Fatigue Limit (CAFL) but is now referred to as the Constant Amplitude Fatigue Threshold.

The CAFL forms an important part of the AASHTO fatigue design provisions. Design stress ranges below these values will not result in fatigue crack development.

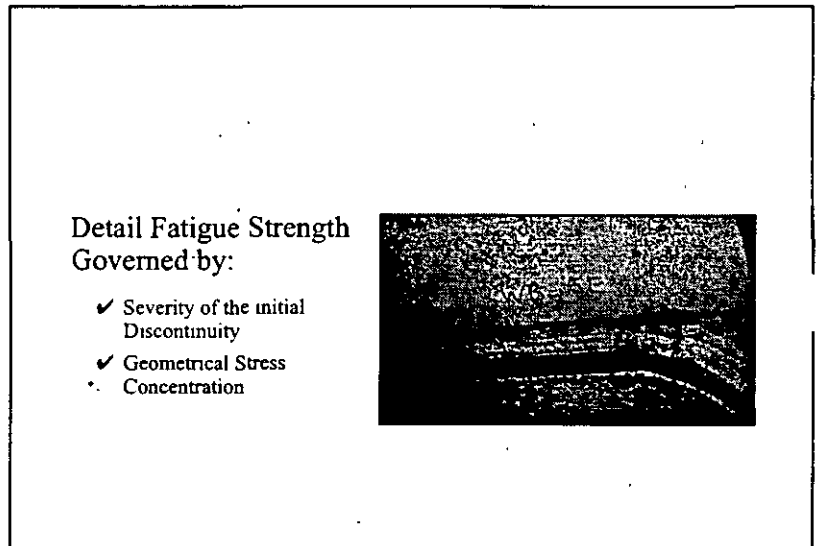


No. I-14

In addition to the stress range, the NCHRP project verified that the detail type influences the fatigue behavior of welded bridge components.

The fatigue strength of a particular detail is governed by one or both of two factors: severity of the initial discontinuity and the geometrical stress concentration.

The fatigue tests demonstrated that all fatigue cracks for all detail types commence at some initial discontinuity in the weldment or near the weld periphery.

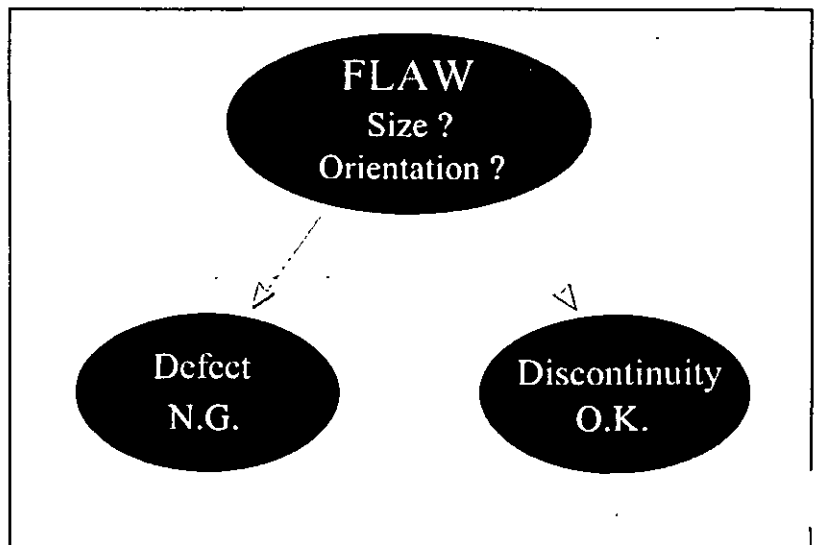


No. I-15

The term discontinuity does not necessarily imply defect. A discontinuity may or may not be classified as a defect depending on its size and orientation in the weldment.

Except for cracks, discontinuities are rejectable only if they exceed the specification requirements of AWS for type, size, distribution, or location.

A fatigue crack is propagated by fluctuating stress or its component that is perpendicular to the plane of the crack. A crack oriented parallel to the stress would not open at the stress varied.



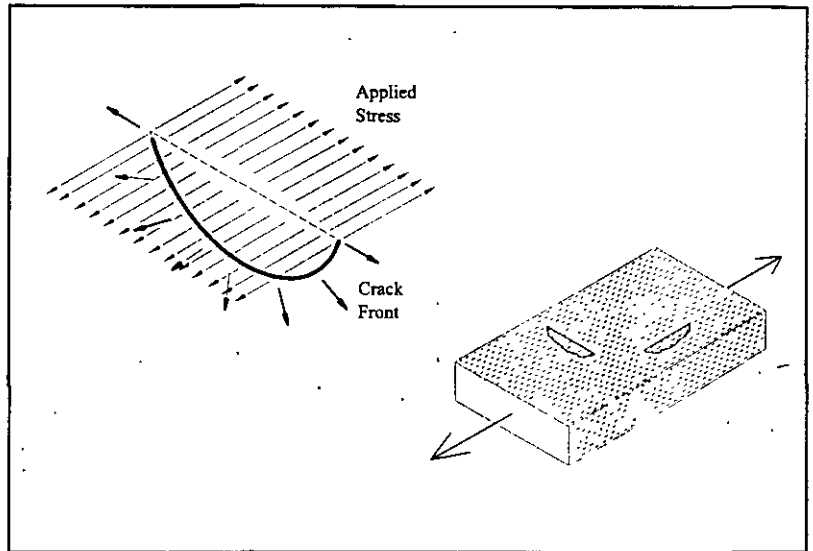
No. I-16

A fatigue crack is propagated by the fluctuating stress or its component that is perpendicular to the plane of the crack.

A crack oriented parallel to the stress would not open as the stress varied.

As an example consider two identical flaws located in a component subject to a cyclic axial load.

The flaw perpendicular to the direction of loading would propagate as a fatigue crack, whereas, the flaw would not grow.

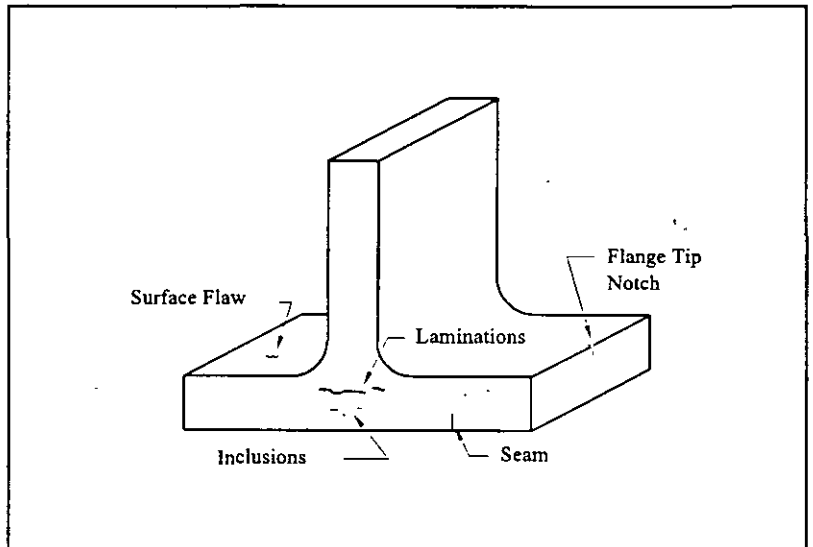


No. I-17

Discontinuities can be found in the base metal, weld metal, or heat affected zone.

Discontinuities found in rolled beams include:

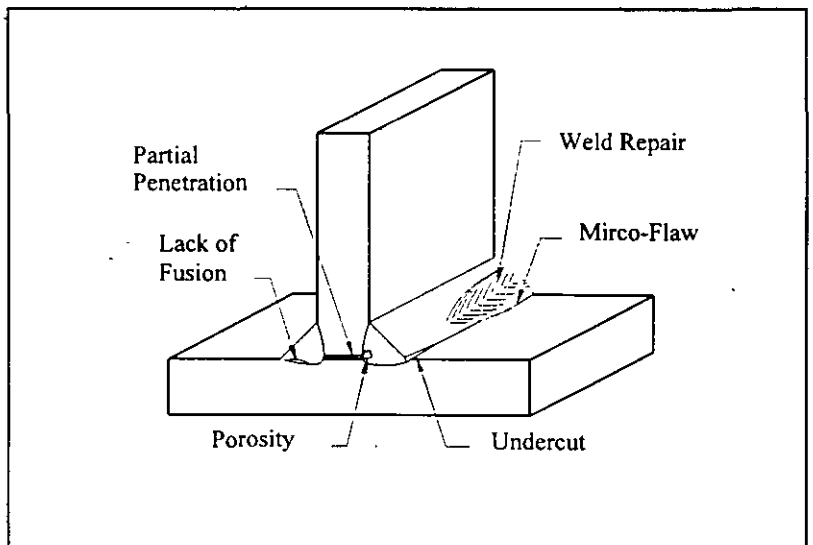
- surface flaws
- inclusions
- laminations
- flange tip notches
- rolling seams



No. I-18

Common discontinuities found in welded beams include:

- partial penetration
- lack-of-fusion
- porosity
- undercut
- micro-flaws
- weld repairs

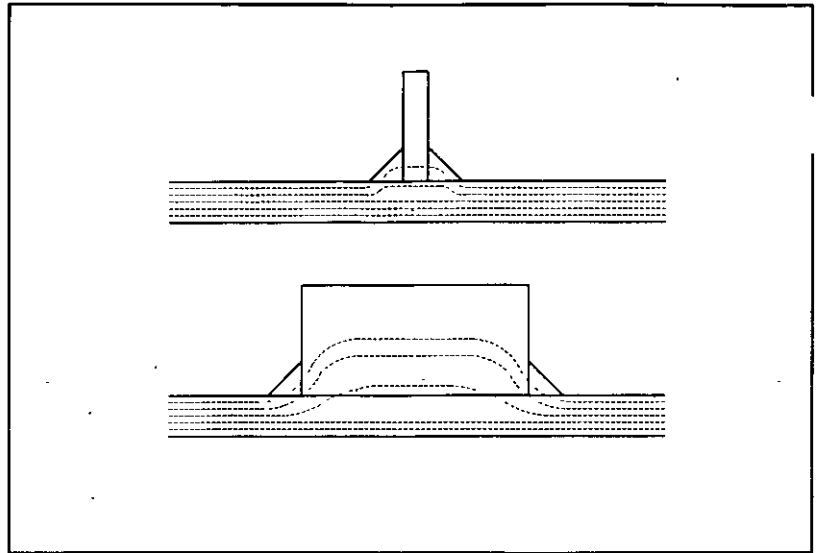


No. I-19

The presence of a stress concentration increases the magnitude of the range of stress that the weldment is nominally subject to.

The effect of a variation in geometry can be understood by visualizing the difference in the stress flow lines for two different attachment lengths.

As the attachment increases in length, the amount of stress that flows into the attachment increases, thus increasing the stress concentration at the weld toe.

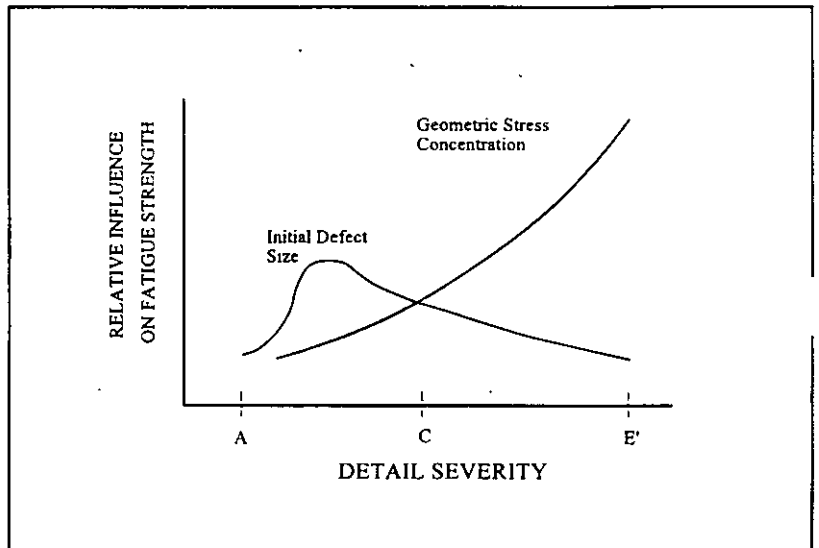


No. I-20

The relative influence of discontinuities and the stress concentration on the detail fatigue strength is shown schematically.

The higher strength details are dominated by the initial discontinuity size and generally do not have geometrical stress concentrations.

The fatigue strength of the more severe details. Categories D through E' are governed by the presence of relatively small discontinuities located in geometrical stress concentrations.



No. I-21

The fatigue strength of detail types commonly used in bridge construction are classified as Category A through Category E'.

Category A represents details with the highest fatigue strength.

Category E' represents allowable details with the lowest fatigue strength.

Poorly designed or fabricated details can result in fatigue strength far below Category E'.

**DETAIL CLASSIFICATION**

CATEGORY A - HIGHEST FATIGUE STRENGTH

CATEGORY E' - LOWEST FATIGUE STRENGTH

J

No. I-22

In the AASHTO LRFD specifications, the detail classification is determined by the detail description.

Table 6.6.1 2.3-1 - Detail Categories for Load-Induced Fatigue

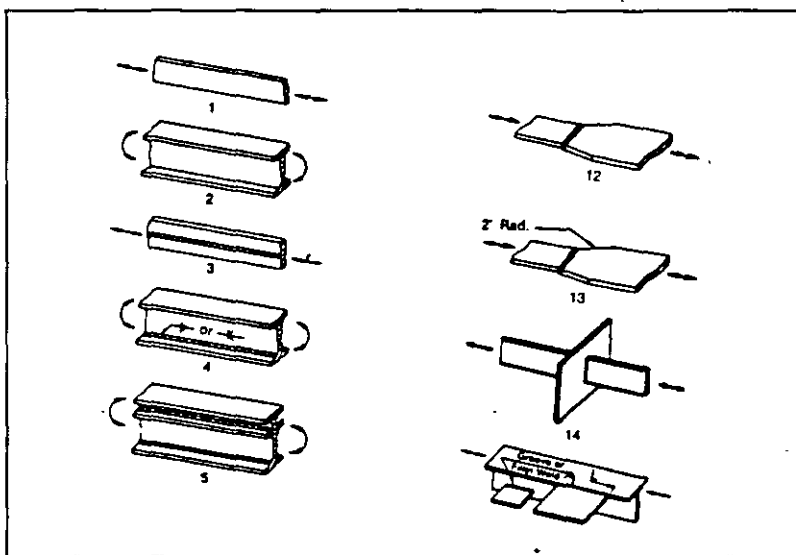
GENERAL CONDITION	SITUATION	DETAIL CATEGORY	ILLUSTRATIVE EXAMPLE, SEE FIGURE 6.6.1.2.3-1
Plain Members	Base metal <ul style="list-style-type: none"> <li>with rolled or cleaned surfaces. Flame-cut edges with ANSI/AASHTO/AWS D5.1 (Section 3.2.2) smoothness of 0.025 mm or less</li> <li>of unpainted weathering steel, all grades, designed and detailed in accordance with FHWA (1992)</li> <li>at net section of eyebolt heads and pin plates</li> </ul>	A	1, 2
		B	
		E	
Built-up Members	Base metal and weld metal in components, without attachments, connected by: <ul style="list-style-type: none"> <li>continuous full-penetration groove welds with backing bars removed, or</li> <li>continuous fillet welds parallel to the direction of applied stress</li> <li>continuous full-penetration groove welds with backing bars in place, or</li> <li>continuous partial-penetration groove welds parallel to the direction of applied stress</li> </ul>	B	3, 4, 5, 7
		B	
		B'	
		B'	

No. I-23

The detail descriptions are keyed to illustrative examples.

These examples are for illustrative purposes only, and do not necessarily represent good details to use in bridge design.

Just because you see a particular detail in this set of examples does not mean that you should use it.



No. I-24

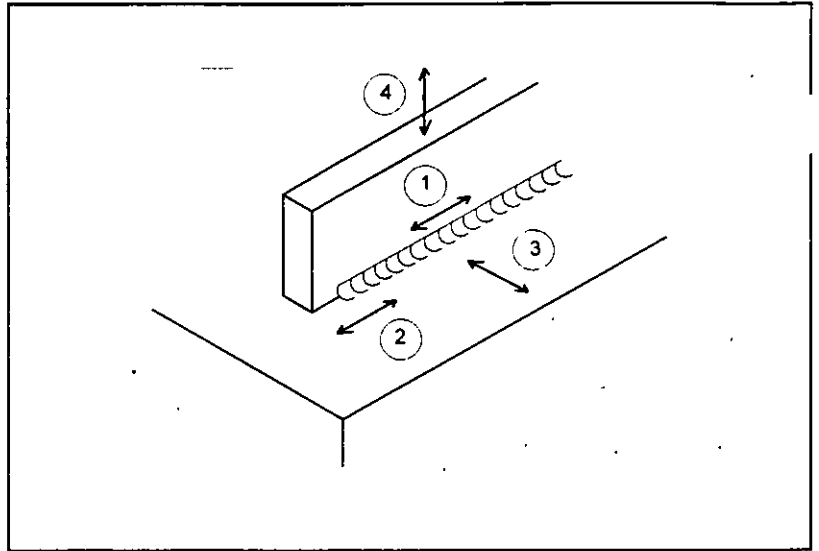
At this point, we want to see how the initial discontinuity size and the geometric stress concentration combine in determining the fatigue stress, as given by the AASHTO fatigue category, for the details commonly used in bridge work.

**DETAIL FATIGUE  
STRENGTH**

No. I-25

The fatigue strength of a fillet weld is governed by the orientation of the weld to the applied stress.

Four possible fatigue crack development sites are possible for a fillet weld: 1) at discontinuities, both internal and external, 2) at the end termination of the weld, 3) at the weld toe, and 4) at the weld root formed by the lack-of-fusion plane.



No. I-26

The fatigue strength of longitudinal fillet welds are governed by the size of the discontinuities in the weld metal.

Any reduction in fatigue is limited by the maximum size of the discontinuity that can be contained in the weld profile and remain undetected by visual inspection. Along the length of the weld, the fatigue strength is classified as AASHTO Category B. At the end of the weld, the stress concentration reduces the fatigue strength to Category E or E'.

**LONGITUDINAL FILLET WELDS**

- ✓ Fatigue Strength Governed by Discontinuity Size
- ✓ AASHTO Fatigue Category B Along Length
- ✓ AASHTO Fatigue Category E at Weld Termination

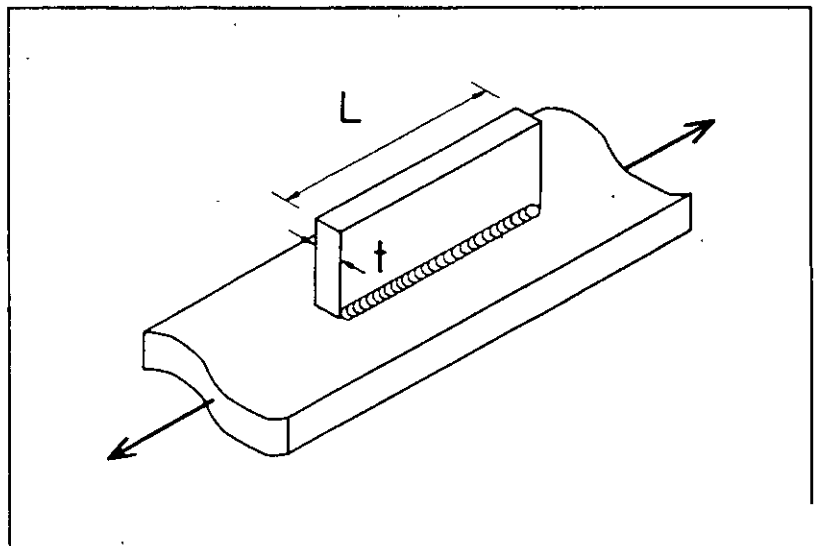
No. I-27

As shown in this slide, fatigue is a concern at the ends of the detail where a geometrical stress concentration occurs.

The longer the attachment, the higher the stress concentration.

If the thickness of the longitudinal attachment exceeds 1" (25mm), the fatigue strength is reduced from Category E to E'.

This is due to a 3-dimensional stress concentration, where as thinner attachments result in a stress concentration in line with the plate.



No. I-28

Attachment lengths less than 2 in. (50 mm) result in a fatigue strength of Category C.

Between 2 in. (50mm) and 12 times the plate thickness, but less than 4 in. (100mm), the fatigue strength is reduced to Category D. An attachment length greater than  $12t_p$  or 4 in. (100mm) is classified as Category E.

For long attachments with a plate thickness greater than 1.0 in. (25mm), the fatigue strength is further reduced to Category E' due to the three-dimensional stress concentration.

### ATTACHMENT LENGTH

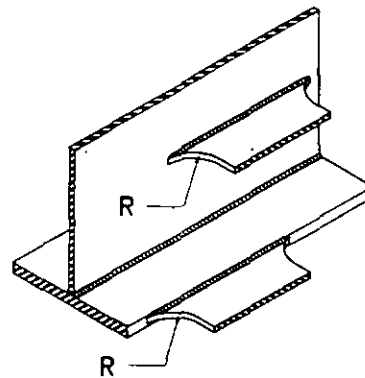
<u>Length</u>	<u>Category</u>
Less than 2" (50mm)	C
2" to $12t_p < 4"$ (50-100mm)	D
Over $12t_p$ or 4" (100mm)	E
Over 4" (100mm) and $t_p > 1"$ (25mm)	E'

No. I-29

The fatigue strength of fillet welded attachments can be increased by providing a radius transition.

Unlike longitudinal groove welds, as will be discussed later, the fatigue strength can be raised only to Category D when the radius exceeds 2" (50mm).

Since fillet welds are not inspected as closely as groove welds, the possibility exists that an internal flaw will be brought near or to the surface by the finishing. Surface flaws grow faster than embedded flaws.



Radius, R.	Category
$R > 2"$ (50mm)	D
$R < 2"$ (50mm)	E

No. I-30

The fatigue strength of transverse fillet welds is governed by the stress concentration at the weld toe.

The stress concentration is a function of the attachment thickness.

The fatigue strength ranges from Category C to E.

### TRANSVERSE FILLET WELDS:

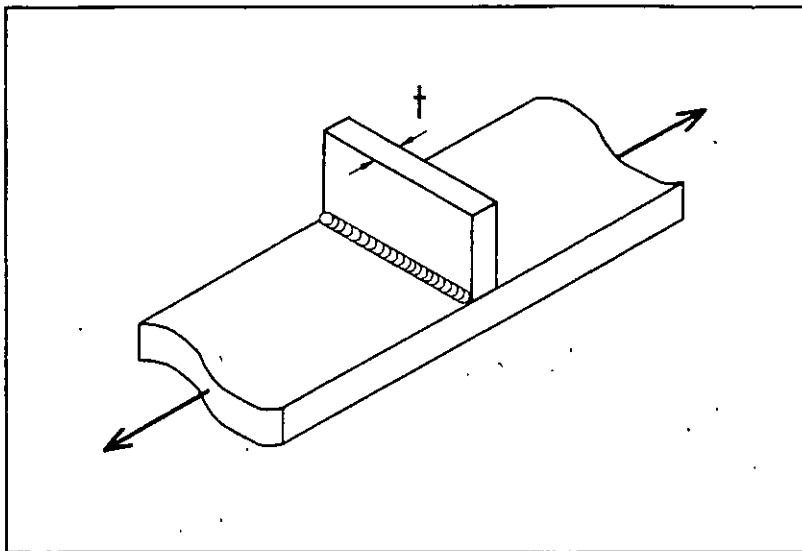
- ✓ Fatigue Strength Governed by Stress Concentration at Weld Toe
- ✓ Stress Concentration a Function of Attachment Length
- ✓ AASHTO Fatigue Category C to Category E'

No. I-31

For transverse welds the important dimension is the attachment thickness, which is in line with the stress flow.

Most transverse fillet welds attach relatively thin plates such as stiffeners. Since the plate thickness is less than 2in. (50mm), the detail fatigue strength is Category C.

A special case was found for the CAFL (threshold) of a transverse stiffener; 12 ksi (84 MPa) versus 10 ksi (70 MPa) for other Category C details.



No. I-32

An attachment thickness less than 2 in. (50 mm) results in a fatigue strength of Category C.

Between 2 (50mm) and 4 in. (100 mm), the fatigue strength is reduced to Category D.

Greater than 4 in. (100mm) the detail is classified as Category E.

### ATTACHMENT THICKNESS

<u>Length</u>	<u>Category</u>
Less than 2" (50mm)	C
2" to 4" (50 -100mm)	D
Over 4" (100mm)	E

No. I-33

When strength requirements do not require a continuous fillet weld, an intermittent weld is sometimes used.

However, intermittent welds result in a wide range of weld termination conditions due to their large number.

Intermittent welds should be discouraged from use, and it is this reason why intermittent fillet welds are classified as Category E

### LONGITUDINAL INTERMITTENT FILLET WELDS

- ✓ Result in a Wide Range of Termination Conditions
- ✓ Given AASHTO Fatigue Category E but Prohibited in Bridge Work
- ✓ Result in Unsealed Joints, Maintenance Problems

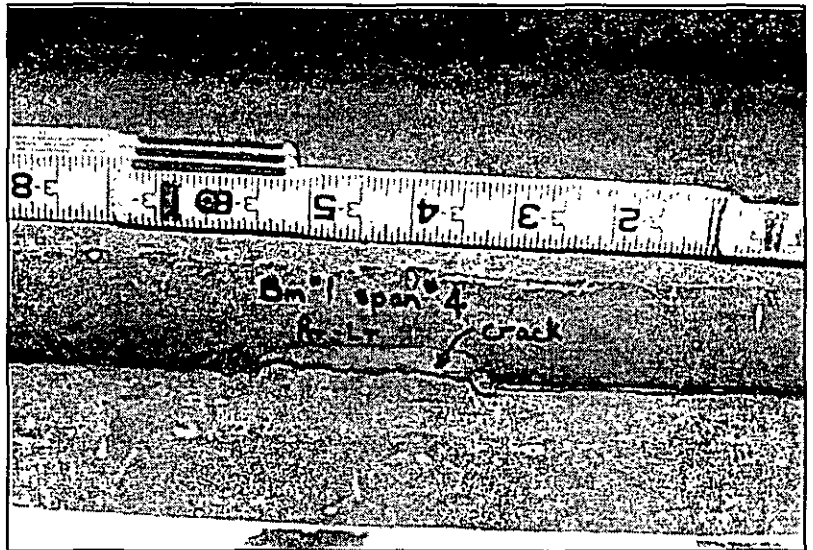


No. I-34

In addition, the unsealed area of the joint will result in a location that is difficult to provide adequate joint protection.

Consequently, potential corrosion sites are created leading to a possible maintenance problem.

This condition is true even in details subject to only compressive loads and, therefore, not designed for fatigue.

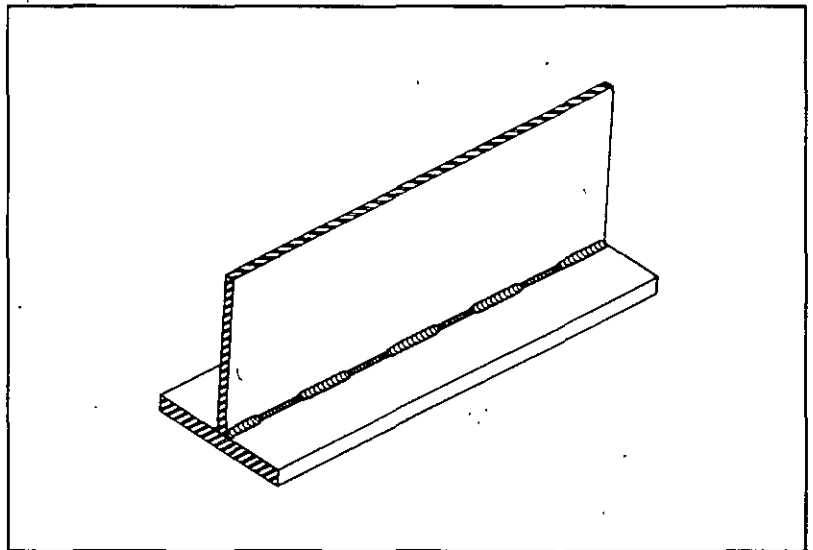


No. I-35

A continuous fillet can be overlaid with an intermittent fillet in order to provide the required design weld strength.

Even though this eliminates the unsealed joint, it still results in numerous weld terminations.

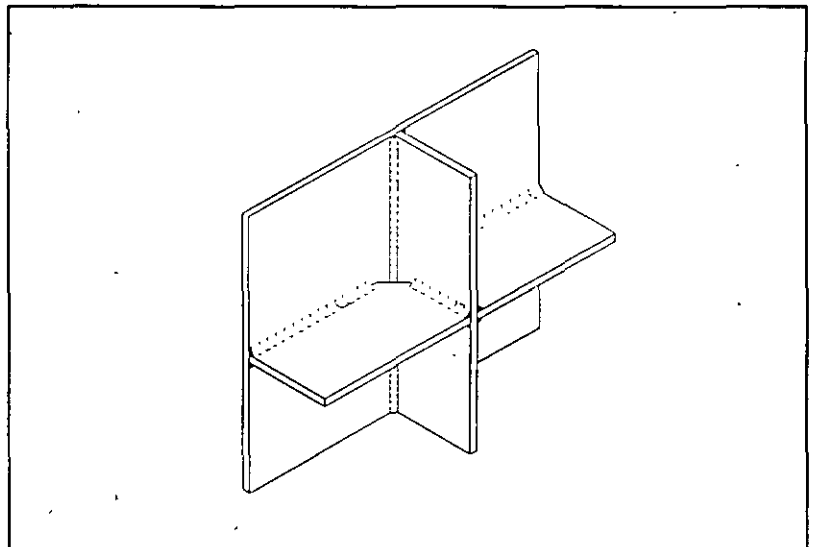
The fatigue strength is therefore defined as Category E.



No. I-36

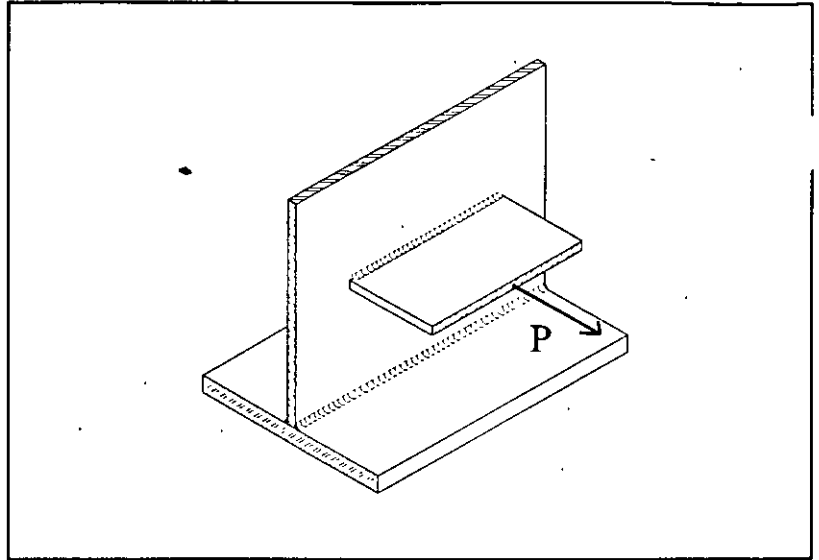
When fillet welds are loaded in the transverse direction, the fatigue strength may be a function of the weld penetration. This type of detail is often called a cruciform joint. The detail is used to provide continuity between intersecting plate members.

An example of a stiffener intersection shows that, in this case, the longitudinal stiffener is interrupted to allow for the passage of a continuous transverse stiffener. The longitudinal stiffener sees the same stress conditions as the web plate since it is continuously attached.



No. I-37

Similarly, a transversely loaded fillet welded attachment provides the same type of joint geometry.



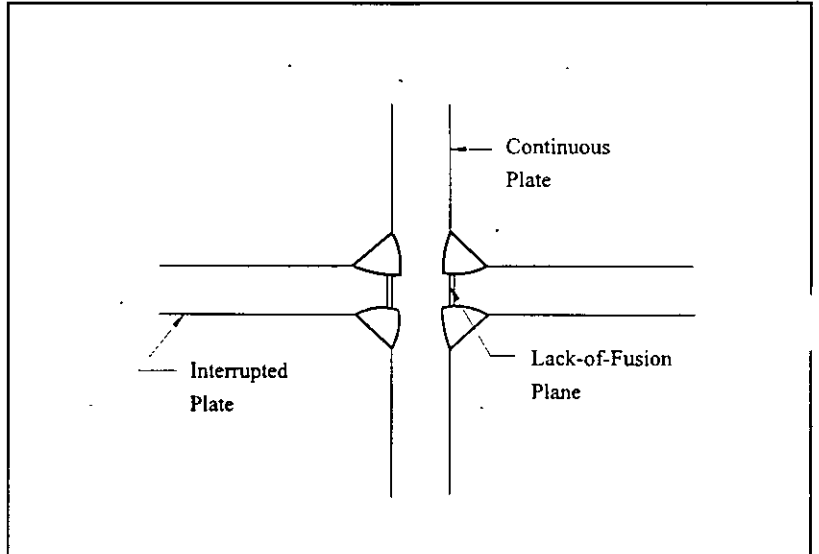
No. I-38

A typical cruciform joint is fabricated with one plate continuous while the other plate is interrupted.

Fillet welds are provided at each of the four corners.

Depending on the weld size, depth of penetration, and the thickness of the interrupted plate, a lack-of-fusion plane may occur.

In the absence of a lack-of-fusion plane, the fatigue strength is given as Category C.



No. I-39

The fatigue strength of a load-carrying fillet weld can be defined by the given formula.

This formula applies a reduction factor to the fatigue strength of a Category C detail, as given by the term  $(\Delta F)_n$ .

The reduction is given as a function of the weld size, H, and the plate thickness,  $t_p$ .

(Note: the lower formula is in SI units.)

$$(\Delta F)_n = (\Delta F)_n^c \left( \frac{0.06 + 0.79 \frac{H}{t_p}}{1.1 t_p^{1/6}} \right)$$
$$\left[ (\Delta F)_n = (\Delta F)_n^c \left( \frac{0.094 + 1.23 \frac{H}{t_p}}{t_p^{1/6}} \right) \right]$$

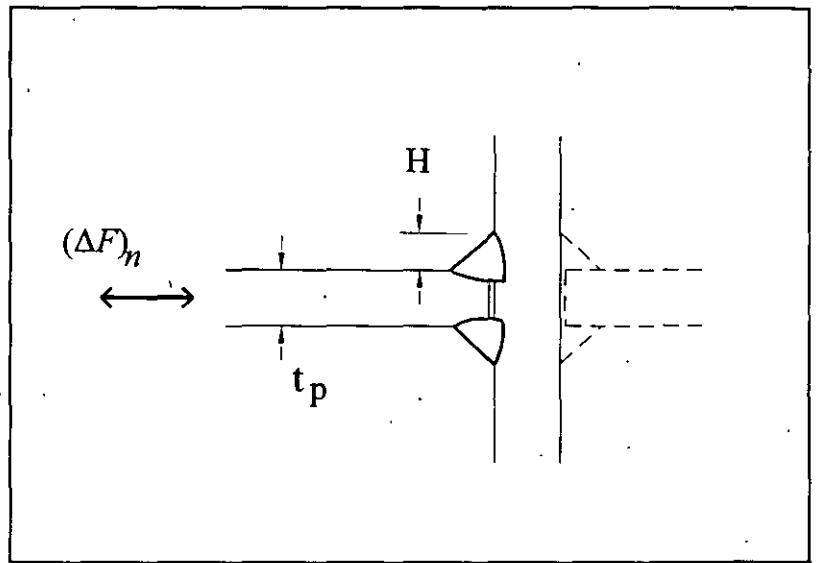
No. I-40

The geometrical variable in the equation are given in the figure shown.

Note that it is not necessary for the plate to be continuous on the other side of the joint.

The severity of this type of detail can be minimized through the proper selection of the interrupted plate.

Longitudinal stiffeners should be continuous through transverse stiffeners in tension regions.



No. I-41

When the plate thickness is less than or equal to 0.5" (13mm) there is no reduction in the Category C type cracking.

The fatigue strength is given as Category C.

For  $t_p \leq 0.5$  in. (13mm)  
Category C

No. I-42

A longitudinal full penetration groove weld provides a nominal fatigue strength of Category B in the absence of geometrical stress concentrations.

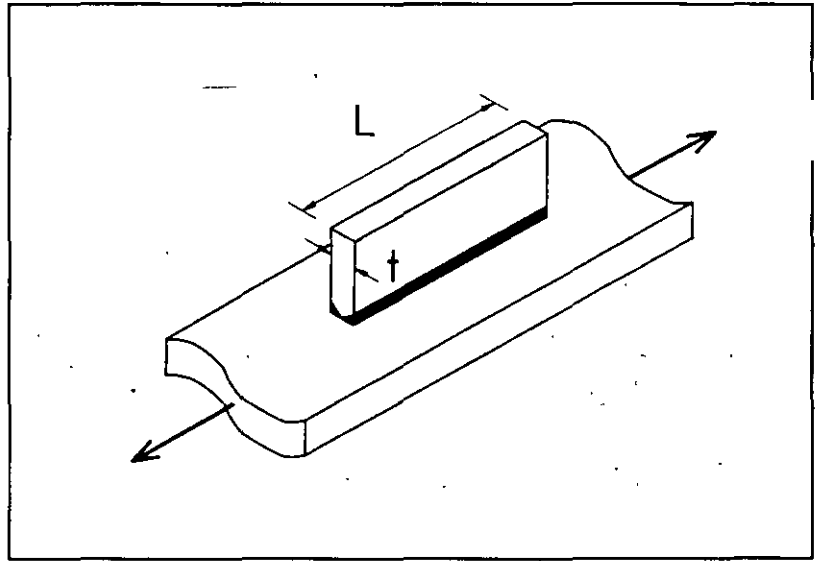
As previously mentioned, the fatigue strength is governed by the size and distribution of internal discontinuities, as was the case with longitudinal fillet welds.

A full penetration groove weld requires a backing bar or back gouging of the root pass in order to fabricate the detail.

- LONGITUDINAL FULL PENETRATION GROOVE WELDS**
- ✓ Fatigue Strength a Function of the Size and Distribution of Internal Discontinuities
  - ✓ Requires the Use of a Backing Bar or Back Gouging of the Root Pass
  - ✓ Category B in the Absence of Geometrical Stress Concentrations

No. I-43

As shown in this slide, the critical location is at the end terminations where the stress concentration occurs.

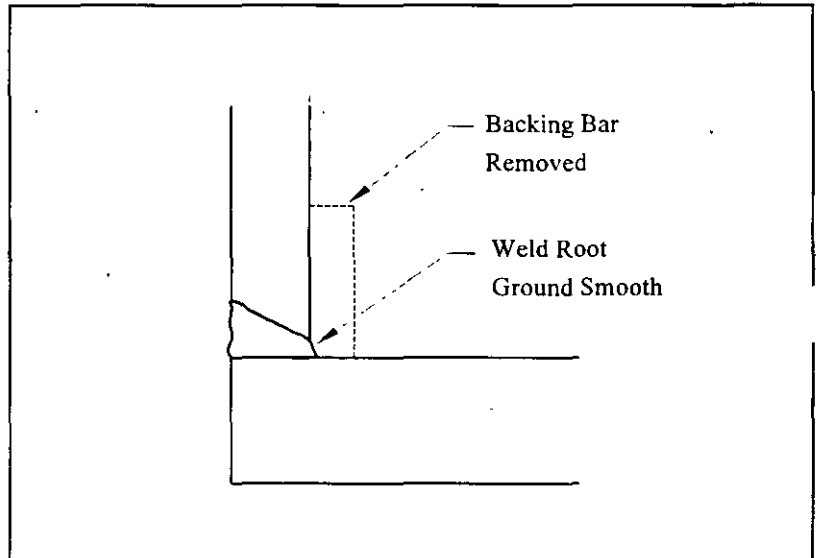


No. I-44

The fabrication of a full penetration groove weld requires the use of a backing bar to contain the first pass when completed from one side only.

The backing bar must be removed after completion of the weld in order for the joint to classify as a Category B detail.

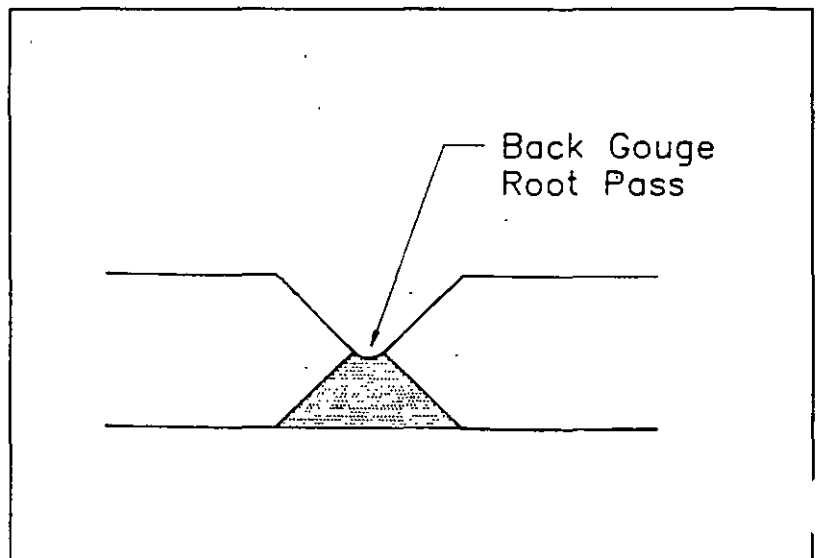
The exposed root pass must be ground smooth.



No. I-45

As an alternative to using a backing bar, full penetration groove welds can be made from both sides if access is possible.

However, the backside of the first pass must be back-gouged, cleaned, and visually inspected prior to subsequent weld passes in order to ensure weld soundness.

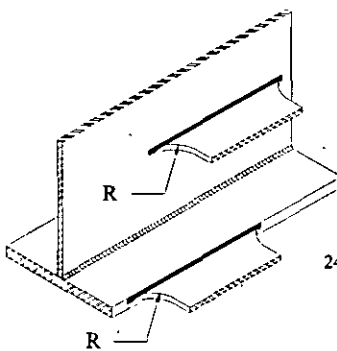


No. I-46

At the end termination of a longitudinal groove weld, the fatigue strength will be a function of the attachment length.

Normally, full penetration groove welds are used only on long attachments. Therefore, the fatigue strength is classified as Category E or E'.

A radius transition can be provided in order to increase the fatigue strength. As the transition radius increases, the fatigue strength increases as shown (as does the cost).



Radius, R      Category

$R > 24" (610\text{mm})$	B
$24" (610\text{mm}) > R > 6" (150\text{mm})$	C
$6" (150\text{mm}) > R > 2" (50\text{mm})$	D
$R < 2" (50\text{mm})$	E

No. I-47

The fatigue strength of transverse full penetration groove welds is governed by the degree of finishing given to the final weld.

The same discontinuity limitations apply to transverse full penetration groove welds as do longitudinal full penetration groove welds.

The backing bar must be removed from the finished weld.

**TRANSVERSE FULL PENETRATION GROOVE WELDS**

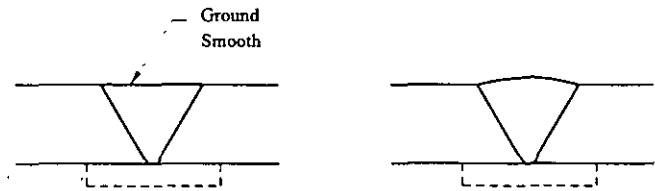
- ✓ Governed by the Degree of Finishing Given to the Final Weld
- ✓ Subject to the Same Discontinuity Limitations
- ✓ Backing Bar must Be Removed

No. I-48

Transverse full penetration groove welds with the reinforcement removed and ground smooth result in a fatigue strength of Category B provided that weld soundness is guaranteed by NDT.

Welds without the reinforcement removed result in a fatigue strength of Category C.

The weld soundness must also be guaranteed by NDT.



Ground Smooth

CATEGORY B      CATEGORY C

No. I-49

Longitudinal partial penetration groove welds are classified as Category B'. Therefore, they have a reduced fatigue strength when compared to full penetration groove welds.

Research has shown that weld defects can exist at the root gap that will be more severe than the internal discontinuities found in the weld metal.

### LONGITUDINAL PARTIAL PENETRATION GROOVE WELDS

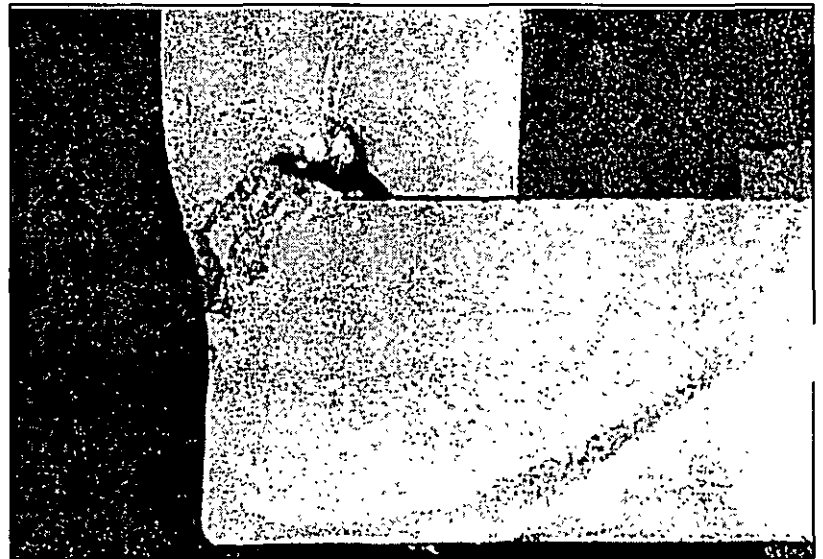
- ✓ Category B'
- ✓ Root Defects More Severe than Internal Discontinuities

No. I-50

An example of a fatigue crack that developed from a root gap defect is shown.

As the root gap increases, the size of the defect will increase.

Large root gaps can be present due to fit-up problems as well as inherent variations in plate thickness and flatness.



No. I-51

Transverse partial penetration groove welds provide a relatively large initial flaw due to the presence of a lack-of-fusion plane transverse to the applied stress field.

Their use is prohibited in load carrying members.

### TRANSVERSE PARTIAL PENETRATION GROOVE WELDS

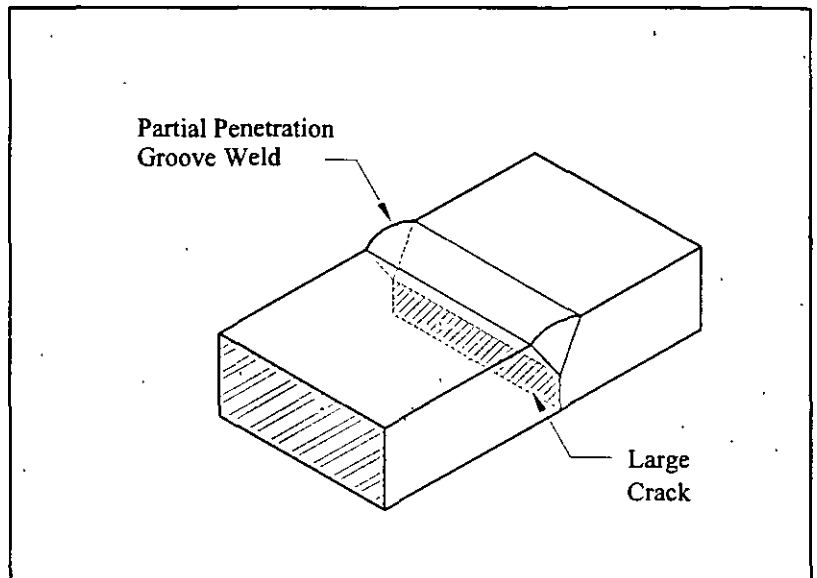
- ✓ Lack-of-fusion Plane Transverse to Stress Field
- ✓ Large Initial Flaw or Crack
- ✓ Prohibited from Use in Tension Members

No. I-52

The partial penetration of the weld leaves an unfused plane transverse to the stress field.

The lack-of-fusion plane will act like a large initial crack.

This type of detail would result in almost no fatigue life if subject to a live load stress reversal.



No. I-53

While transverse partial penetration groove welds may be permitted for non-load carrying elements, such as those used for aesthetic reasons, extreme caution should be used.

While not specifically designed as load carrying, the rigid attachment of such elements to the structure may impose the same displacement field as the component it is attached to.

This results in actual loading of the element and, hence, possible fatigue crack growth.

**NON-LOAD CARRYING ELEMENTS**

- ✓ Use Extreme Caution with Transverse Partial Penetration Groove Welds
- ✓ Elements May Actually Be Stressed Due to Live Load

No. I-54

A classic example of crack growth of a partial penetration groove weld in a non-load carrying element is that of a longitudinal web stiffener.

The stiffener realized the same stress field as the web.

The stiffener being welded to the web plate allowed the crack to propagate into the web and eventually down to the flange resulting in fracture of the cross-section and failure of the girder.

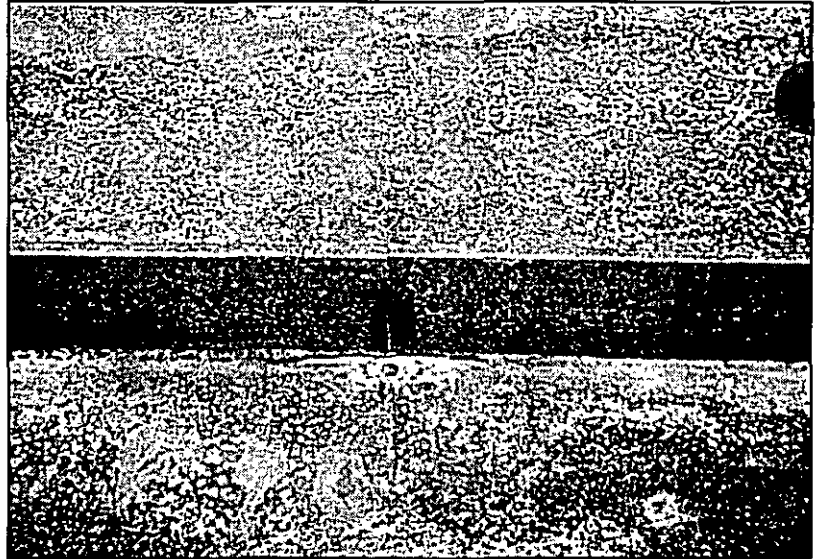


No. I-55

Another example is that of angle welded longitudinal to the deck plate of a large box girder. Angles were used to continuously attach a median barrier.

In this case, the angles, placed end-to-end, were only butted together.

The unwelded ends resulted in a crack-like situation with possible crack growth into the deck plate.



No. I-56

Longitudinal groove welds made with backing bars left in place provide a Category B' detail.

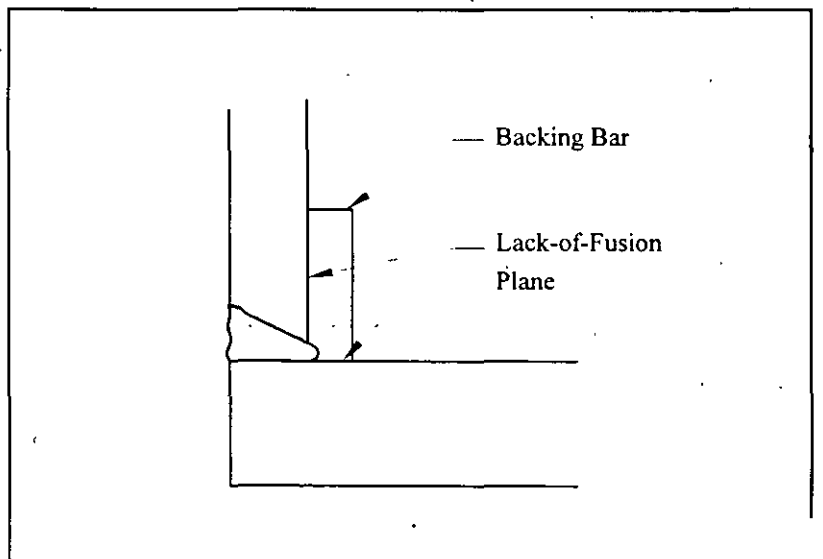
Although backing bars are not usually counted on to resist loads, they are in fact subject to the same stress range as the stressed elements of the cross-section. Therefore, the backing bar must be continuous or spliced with full penetration groove welds prior to attachment with continuous fillet welds to avoid a lack-of-fusion plane between backing bars.

**GROOVE WELDS WITH BACKING BARS**

- ✓ Category B' With Backing Bar in Place
- ✓ Must Be Continuous or Splice With Full Penetration Groove Welds
- ✓ Connected with Continuous Fillet Welds

No. I-57

Any lack-of-fusion plane that is parallel to the direction of applied stress has no effect on the fatigue strength provided that the joint is not subject to out-of-plane distortion.

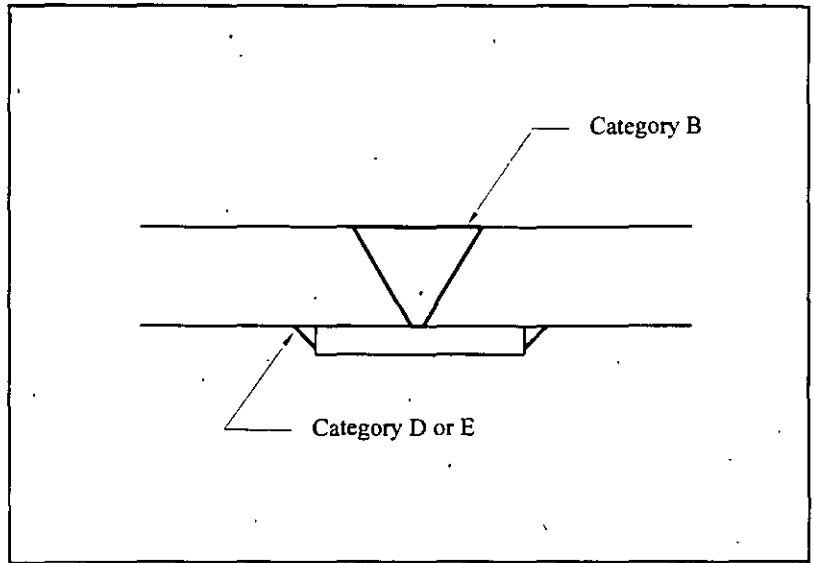




No. I-58

Again, transverse groove welds with backing bars left in place are prohibited.

The stress condition at the weld attaching the backing bar to the base plate will always be more severe than the groove weld itself.

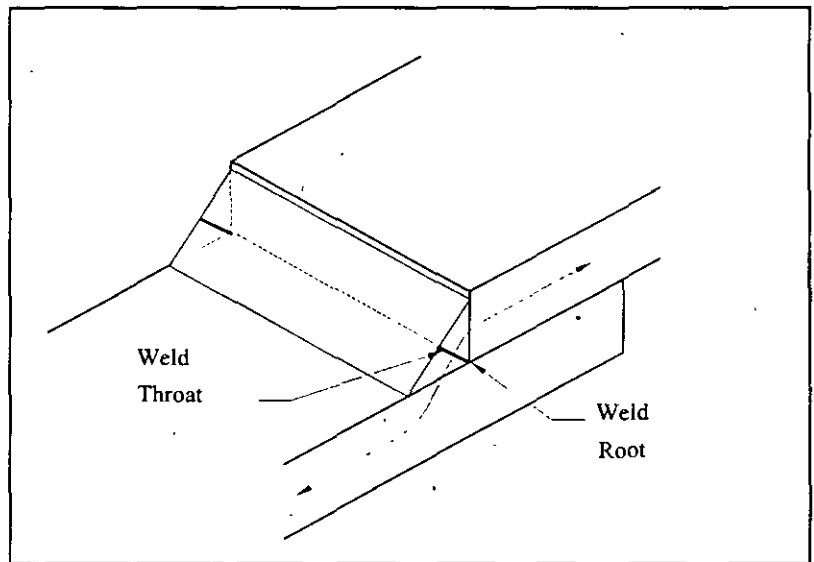


No. I-59

Along the length of a fillet weld (normal or parallel to the direction of stress), the shear stress on the weld throat must be below the allowable stress defined by Category E.

In previous editions of the AASHTO Specifications, the fatigue strength was defined by Category F. Category F was not well defined and has been eliminated from the AASHTO fatigue design curves.

In most cases, this load condition will not control when the fillet welds are properly sized for strength considerations.



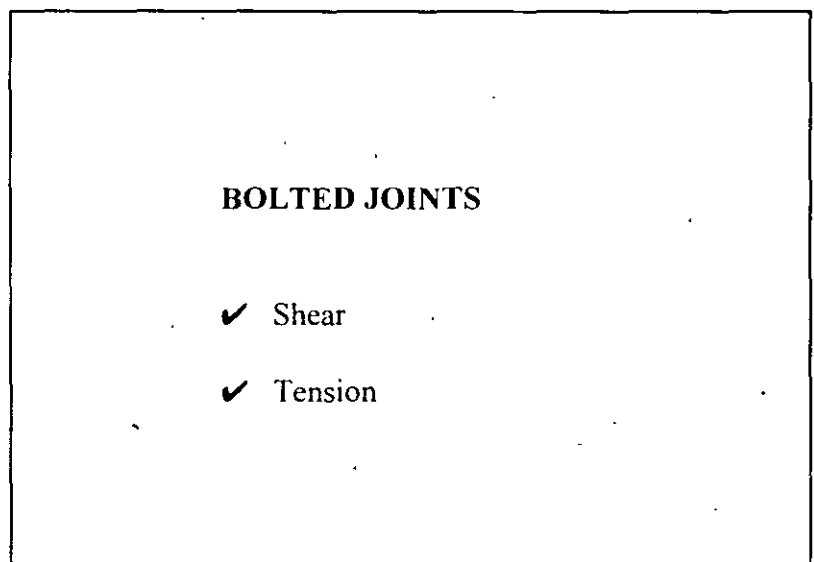
No. I-60

A brief discussion on the fatigue strength of bolted connections is provided.

Normally, the majority of attachments and connections will be welded.

However, judicious use of bolted joints can eliminate fatigue-critical welded details from the bridge as well as facilitate erection and construction.

The fatigue behavior of a bolted connection is influenced by the type of load transfer in the connection, either shear or tension.



No. I-61

For shear, the applied load can be transferred by friction across the contact surfaces, by shear and bending of the bolts, or both.

The fatigue strength for bearing type connections is significantly lower than friction type connections and are generally not used when the connection must be designed for fatigue.

### LOAD TRANSFER METHOD IN SHEAR

- ✓ Friction Between Contact Surfaces
- ✓ Bearing
- ✓ Pre-tensioned High-strength Bolts

No. I-62

Properly tightened high-strength bolts in shear are not subject to fatigue failure.

The fatigue strength is given as Category B.

The stress range is based on the gross section.

### FRICION-TYPE CONNECTION

- ✓ Category B
- ✓ Stress Range Based on Gross Section

No. I-63

The design of bearing type connections with properly tightened high strength bolts is based on the net section to compensate for the higher allowable load as compared to a friction type connection.

The fatigue strength is also given as category B

### BEARING-TYPE CONNECTION

- ✓ Category B
- ✓ Stress Range Based on Net Section

No. I-64

Properly tightened high strength bolts loaded in tension seldom have the bolt crack within the grip below the nut provided that prying action has been taken into account.

Of major importance is the level of pre-load. If the bolt is not properly tightened, any cyclic loading (with or without prying) can cause a significant variation in the cyclic stress in the threaded region.

### TENSILE FATIGUE - HS BOLTS

$$T + Q < B$$

- T = Applied Tensile Force
- Q = Prying Force
- B = Allowable Tensile Force

No. I-65

The fatigue strength of a riveted connection is classified as Category D.

Fatigue cracks will initiate in the rivet hole and will grow out, perpendicular to the primary stress field.

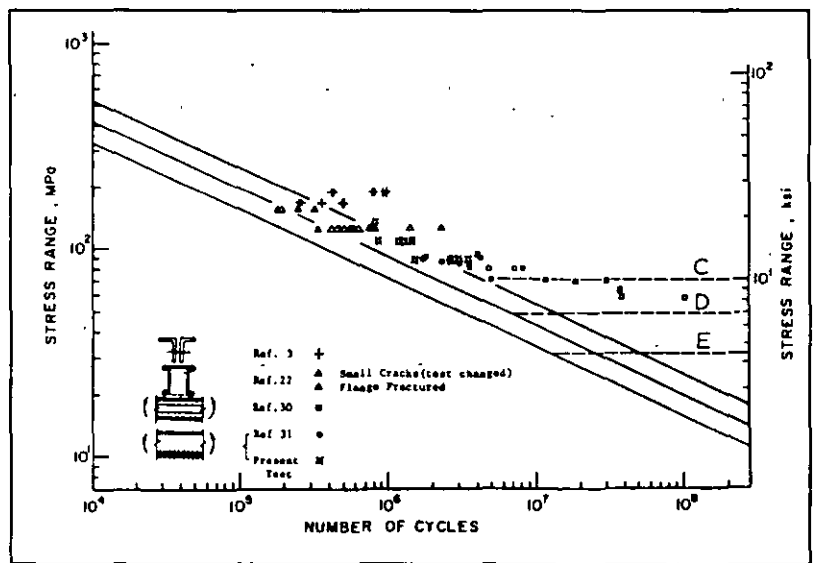
### RIVETED MEMBERS

No. I-66

For built-up riveted members, the fatigue strength can be taken as Category C.

This increased fatigue strength recognized the redundancy of built-up cross sections. A crack that develops in one component will not propagate across the free surface.

Eventually, the remaining components crack as they are overstressed by the reduced section.



No. I-67

A concern with existing steel bridges is the environmental effects on fatigue crack growth.

## ENVIRONMENTAL EFFECTS

No. I-68

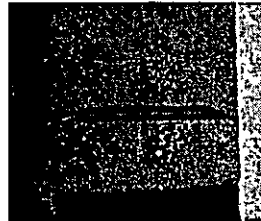
Corrosion fatigue is initiated by the rusting and pitting resulting from an aggressive environment.

Rusting and pitting introduces notches that can affect the crack initiation behavior of the base metal.

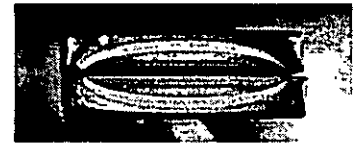
The notch effect from corrosion is not as severe as the stress concentrations resulting from the detail geometry or initial discontinuities.

## Corrosion

Corrosion Damage



Stress Concentration



No. I-69

The fact that corrosion fatigue has little effect on the fatigue behavior of bridge components is evidenced by field experience.

Significant loss of section due to corrosion has occurred in numerous highway and railroad bridges as a result of deicing chemicals and refrigerated cars which utilized ice and salt.

Often more than half the web and flange would be corroded away without evidence of cracking.



No. I-70

Stresses that occur in bridges are typically separated into two classifications: primary stresses and secondary stresses.

Primary stresses are those stresses we explicitly design for as specified by the AASHTO bridge specifications. They are also referred to as load-induced stresses. These stresses can be easily estimated by simplified analysis procedures. It is primary stresses that the AASHTO fatigue categories address.

Secondary stresses are those stresses which are never calculated during the design process and are commonly referred to as distortion-induced.

No. I-71

Much of the research and specification development in this century has been directed towards simplifying complex 3-dimensional structural behavior into an equivalent one-dimensional, or line idealization.

An example of this is the use of the AASHTO distribution factor for multi-girder bridges.

Unfortunately, these simplifications can lull the designer into spacial complacency.

No. I-72

Multi-girder bridges have three-dimensional behavior when the girders are not loaded evenly.

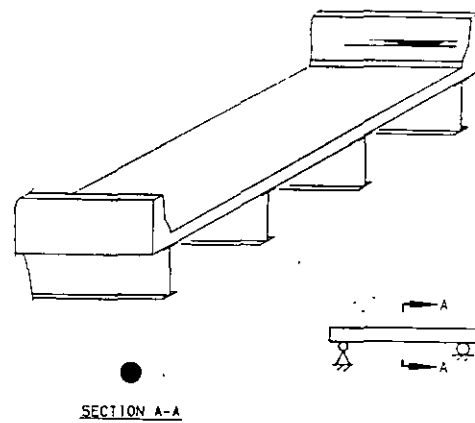
Different girders deflect different amounts, as it becomes the function of the slab and cross bracing to attempt to equalize the displacement of the various girders. It is this action which creates load distribution between the girders.

The forces that develop in the cross bracing are out-of-plane with respect to the girder web.

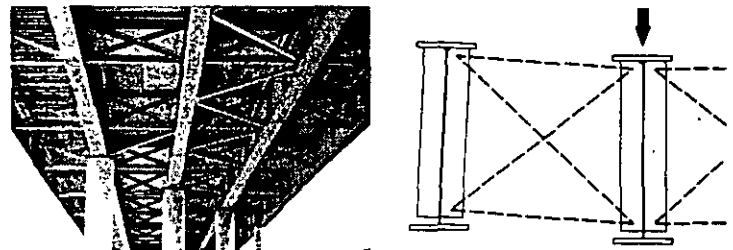
## Types of Stresses

- ✓ Primary Stress
  - ✗ Load Induced
  - ✗ Simplified Analysis
  - ✗ Fatigue Strength Well Defined
- ✓ Secondary Stress
  - ✗ Distortion Induced
  - ✗ Detailed Analysis
  - ✗ Localized

## Idealized Line Girder Analysis



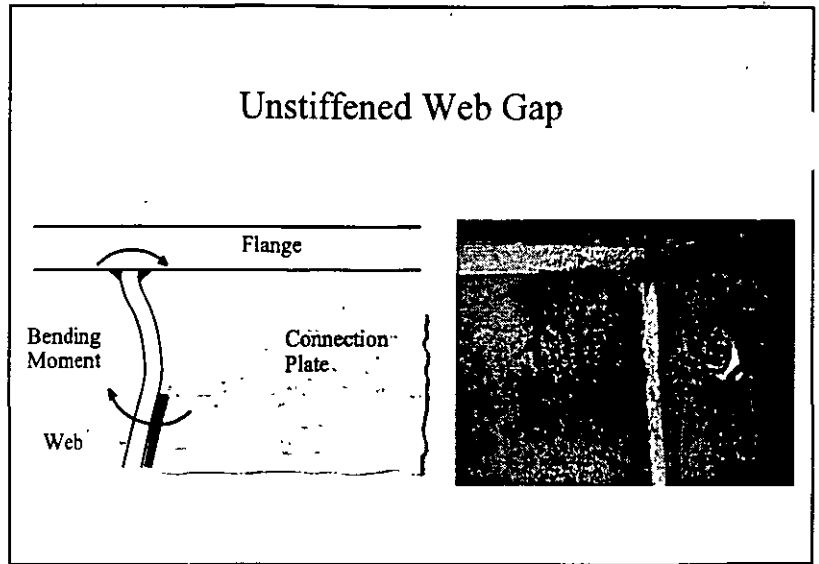
## 3-Dimensional Behavior



No. I-73

The out-of-plane force can cause significant distortion in areas of rapid change of rigidity. In many cases, the amount of displacement is measured in thousands of an inch and might be considered totally negligible.

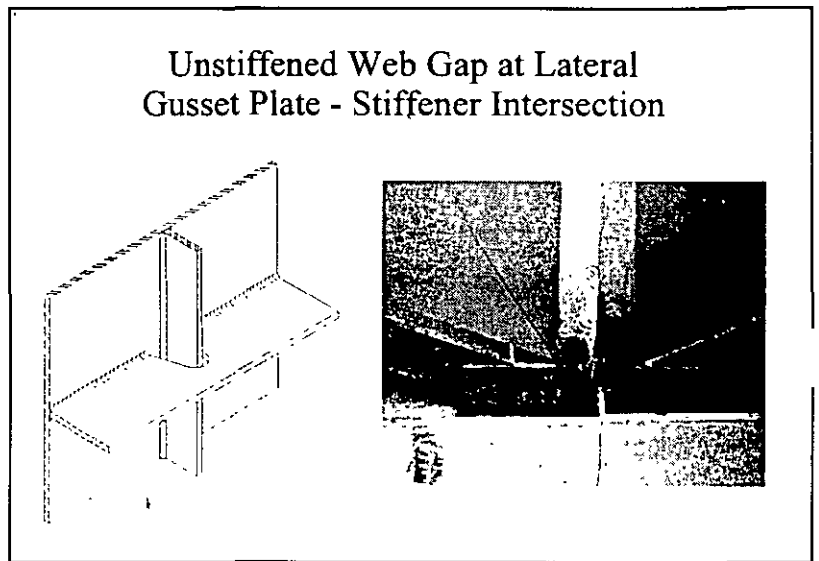
But where that small displacement is concentrated over a very short length, such as that in a web gap, the resulting bending stresses can be extraordinary. Shown here is the end of the cross frame connection plate that was cut short of the tension flange. Fatigue cracks have developed along the toe of the web-to-flange fillet weld and down the connection plate weld.



No. I-74

Distortion-induced fatigue cracking is not limited to the cut-short connection plate detail.

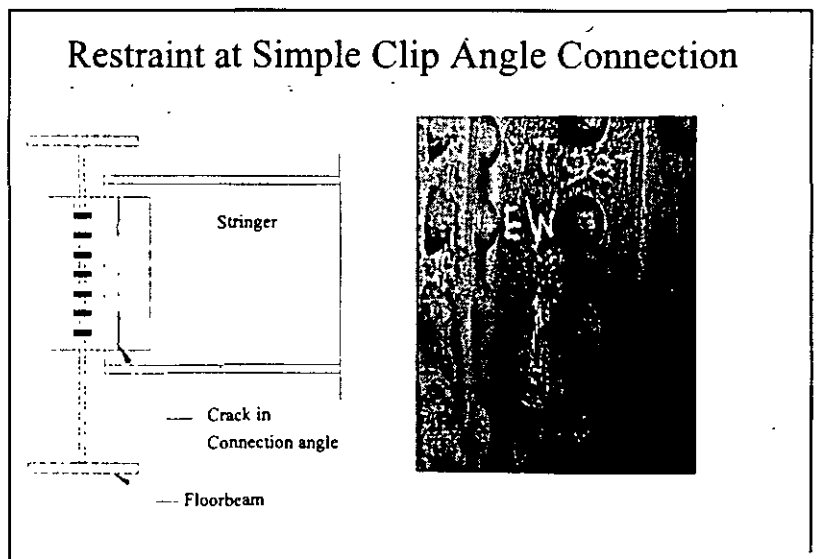
The same set of conditions necessary for cracking exist at a coped lateral gusset plate where not rigid attachment exists between the gusset plate and the connection plate. The forces in the lateral system will "drive" the gusset plate through the web plate, distorting the unstiffened web gap. Here, the cracking is perpendicular to the primary bending stress.



No. I-75

The high bending stress at the top (or bottom) of connection angles can result in the development of fatigue cracks.

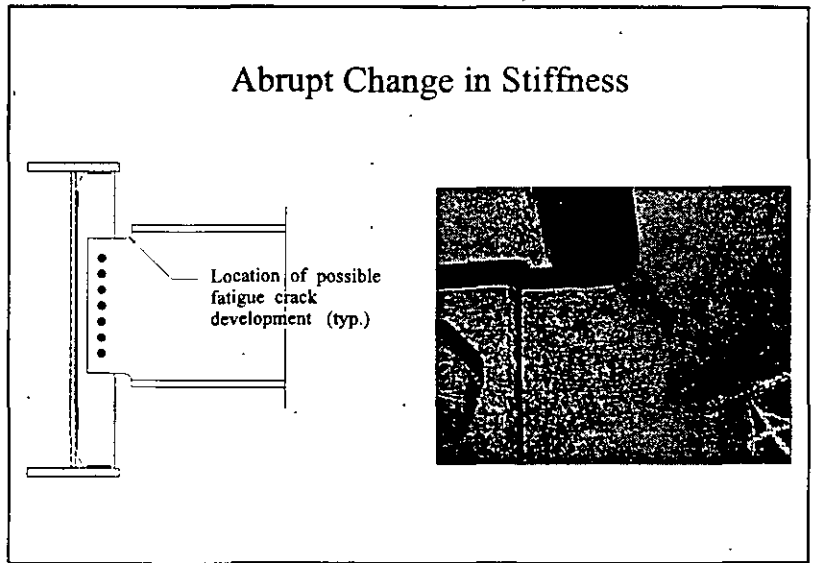
The cracks can occur in the outstanding leg along the bolts (or rivet) gage or at the fillet of the angle.



An abrupt change in stiffness at flange copes results in an elevated bending stress at that location.

Fatigue cracking is more prevalent in details where the cope is left unfinished after flame cutting.

A close-up view of a fatigue cracked cope in a blocked floorbeam is shown.



(End of Session I)

**Inspection, Evaluation, and Rehabilitation  
of  
Steel Bridges Under Fatigue Stresses**

**INSPECTION OF FATIGUE PRONE DETAILS**

Mexico City  
October 31, 1997

by

Peter B. Keating, Ph.D.  
Associate Professor, Civil Engineering Department  
Associate Research Engineer, Texas Transportation Institute  
Texas A&M University System  
College Station, Texas



No. II-1

This session will cover inspection of steel bridges for fatigue damage

Session II  
Inspection of Steel Bridges  
for  
Fatigue Damage

No. II-2

The inspection for steel highway bridges can be classified into two types.

The maintenance inspection is used to determine the overall condition of the structure and to provide information for its rehabilitation. The maintenance inspection will include fatigue detection.

The fatigue inspection on the other hand, is only specifically concerned with inspecting locations susceptible to fatigue crack growth.

Types of Inspection:

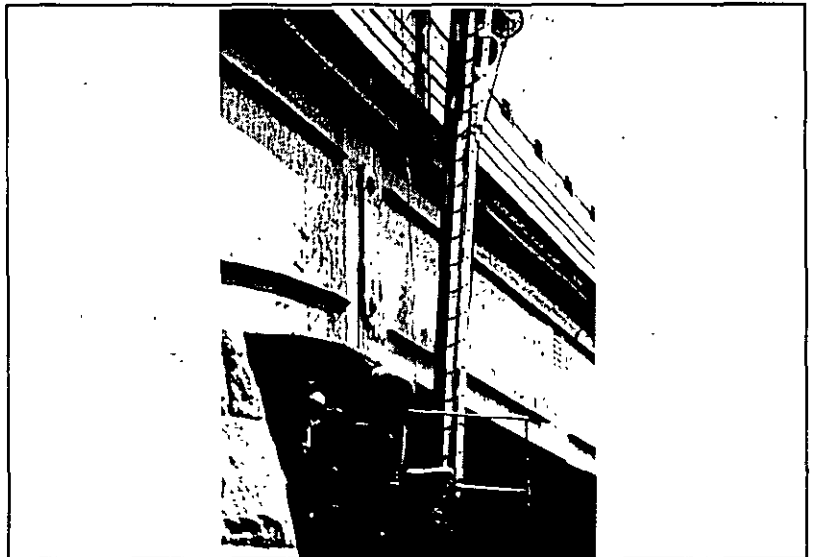
- ✓ Maintenance Inspection
- ✓ Fatigue Inspection

No. II-3

Fatigue inspection is typically performed by a team of highly qualified inspectors that are familiar with the different types of fatigue damage that can occur in various types of bridges.

Experience has shown them where to look, without wasting time on non-critical areas.

Sometimes, access to critical locations is difficult and special inspection equipment is necessary.



No. II-4

The primary objective of a fatigue inspection is to detect fatigue damage prior to brittle fracture of the member, and possible collapse of the bridge.

Current North American bridge standard insure that bridge steels have adequate fracture toughness to tolerate significant cracking without unstable, brittle fracture.

Of obvious concern is older bridges, especially those with questionable steel quality.

### **Fatigue Inspection Objective**

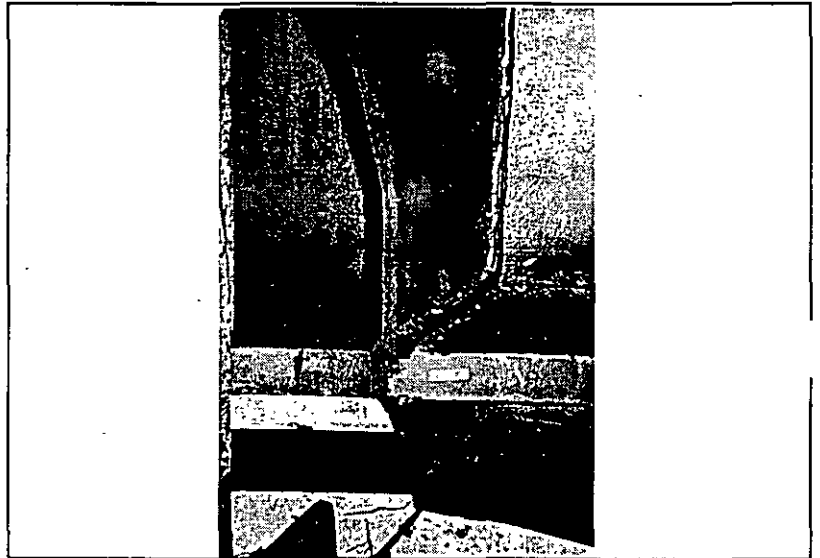
Detect fatigue cracking so that measures can be taken prior to brittle fracture

No. II-5

Brittle fracture in a member must be avoided since the fracture is sudden, without warning, and usually occurs at strength levels much below the member capacity.

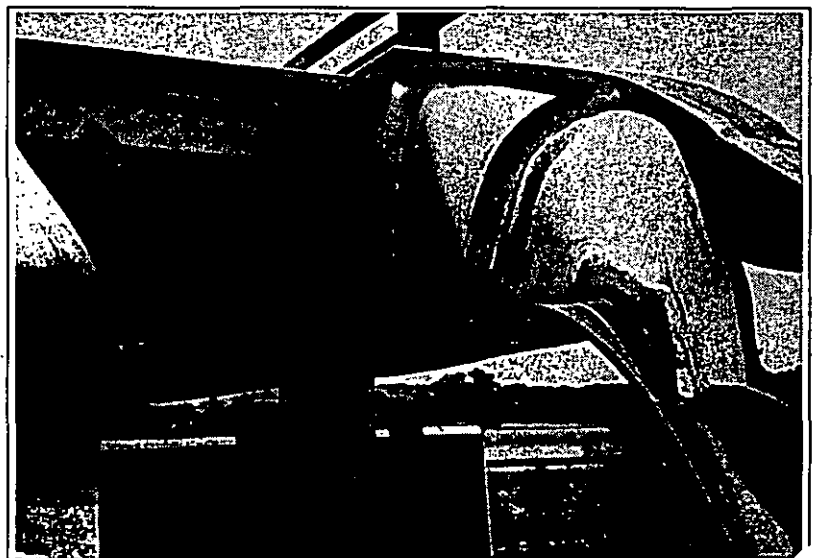
This is a view of a brittle fracture in a welded plate girder.

The flatness of the fracture surface is indicative of a failure exhibiting very little ductile.



No. II-6

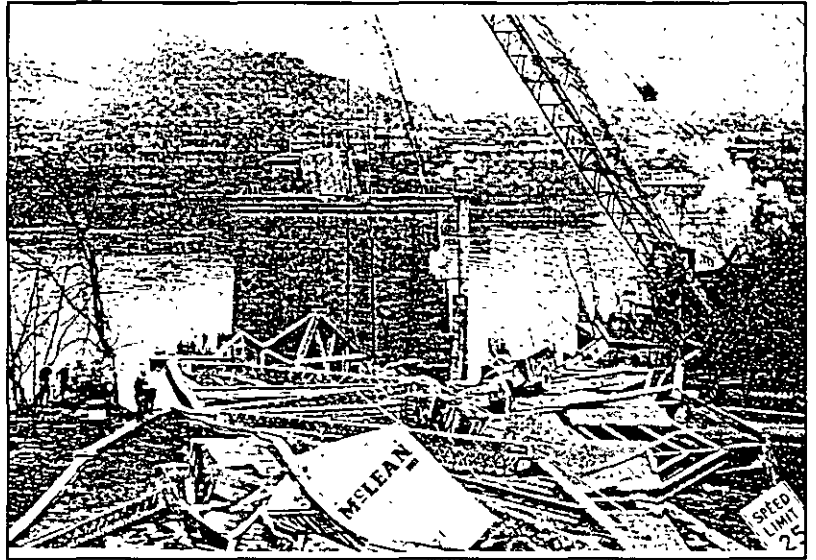
If fracture is to occur, say at ultimate design load conditions, what is desirable is a fracture exhibiting much ductile.



No. II-7

The importance of bridge inspection was realized by the Silver Bridge collapse in 1967.

This collapse actually initiated the National Bridge Inspection Program in the United States.

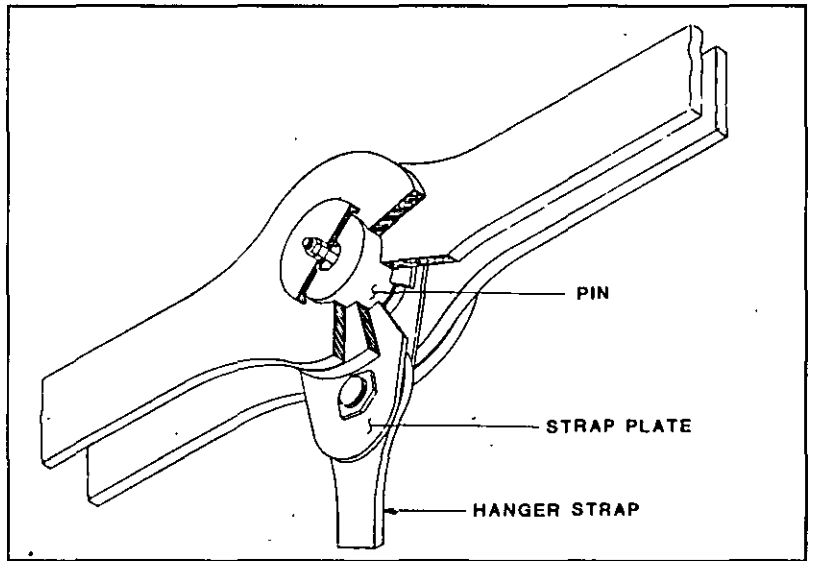


No. II-8

The eyebar-chain suspension bridge collapsed on December 15, at 5:00pm at a -1°C temperature.

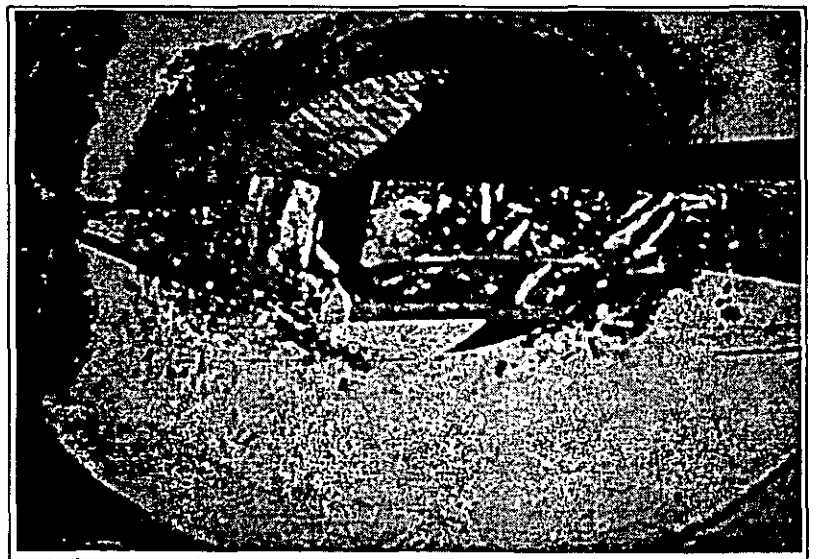
The failure of one eyebar caused the complete collapse of the bridge.

The joint in the eyebar chain with the hanger strap plate and hanger is shown.



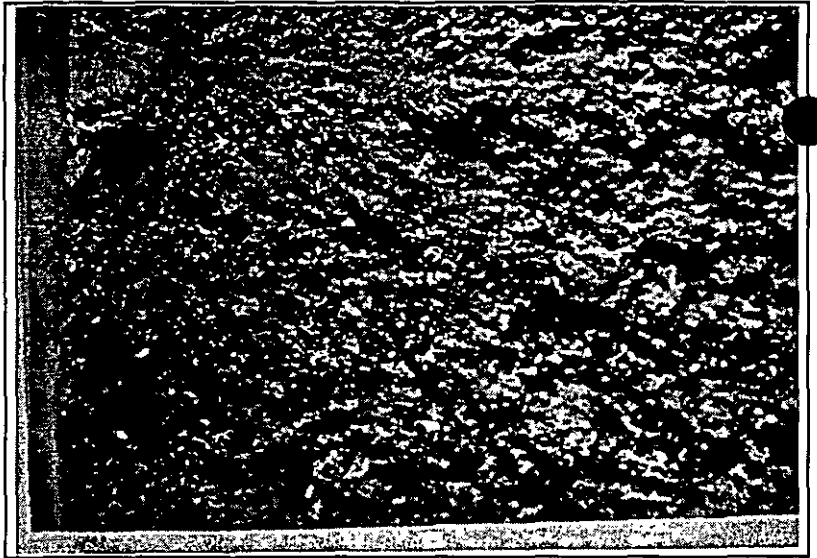
No. II-9

Shown is the fractured eyebar that precipitated the failure.



No. II-10

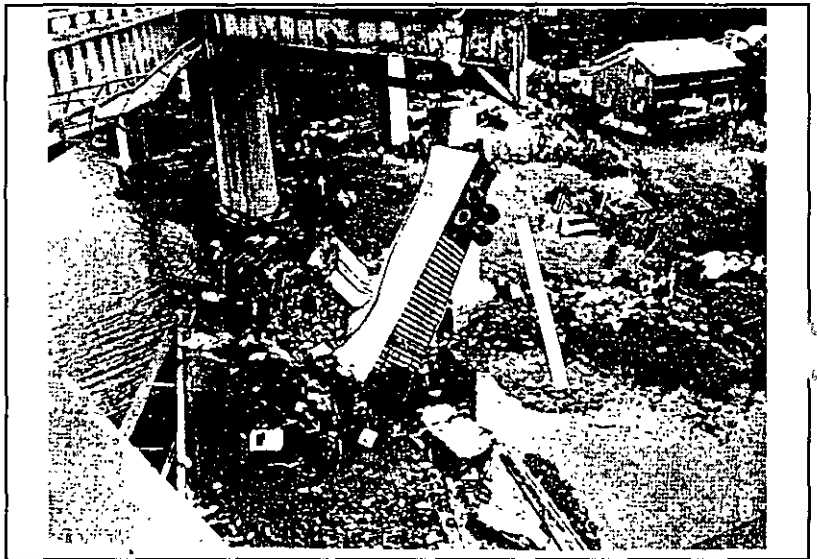
The fracture initiated at the eyebar pinhole where two 3-mm (1/8 in.) deep cracks existed.



No. II-11

Another significant bridge collapse was the Mianus River Bridge failure in 1983.

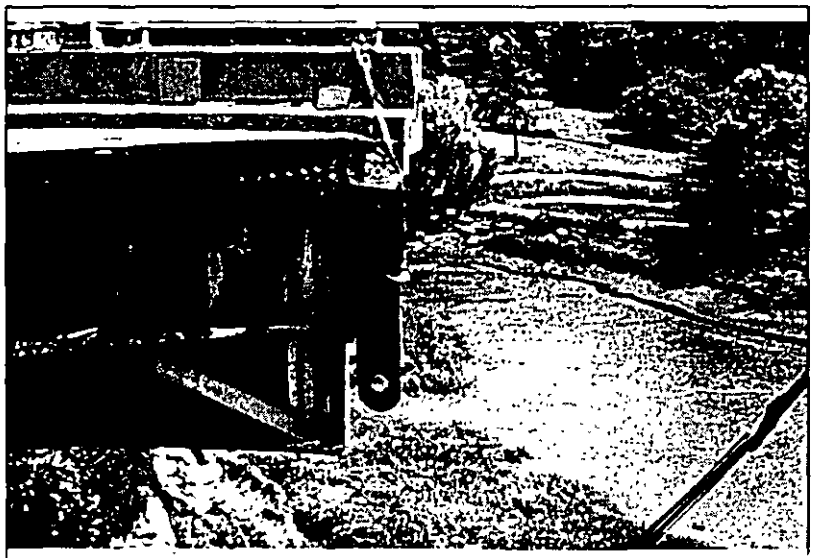
The main suspended span of this bridge, located on the Connecticut Turnpike, suddenly collapsed late at night resulting in four fatalities.



No. II-12

This collapse was caused by the failure of one of the four pin and hanger assemblies.

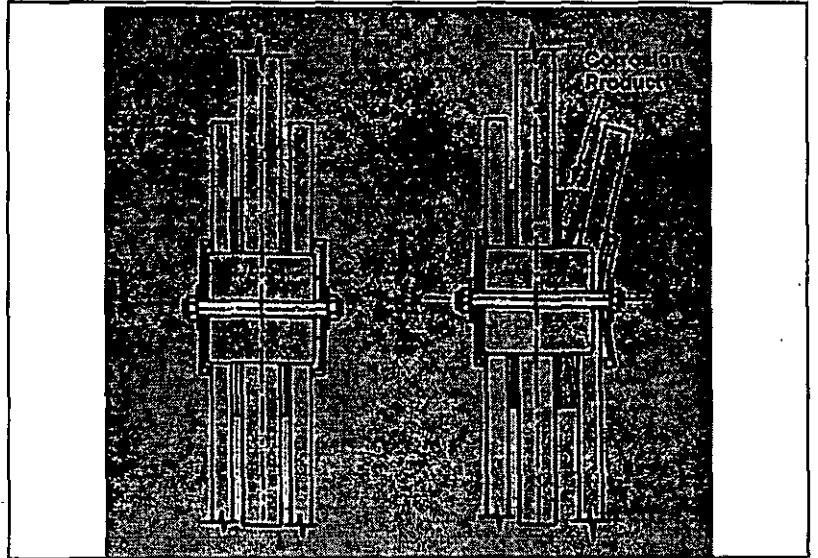
Shown is a portion of the assembly remaining on the end of the cantilevered span.



No. II-13

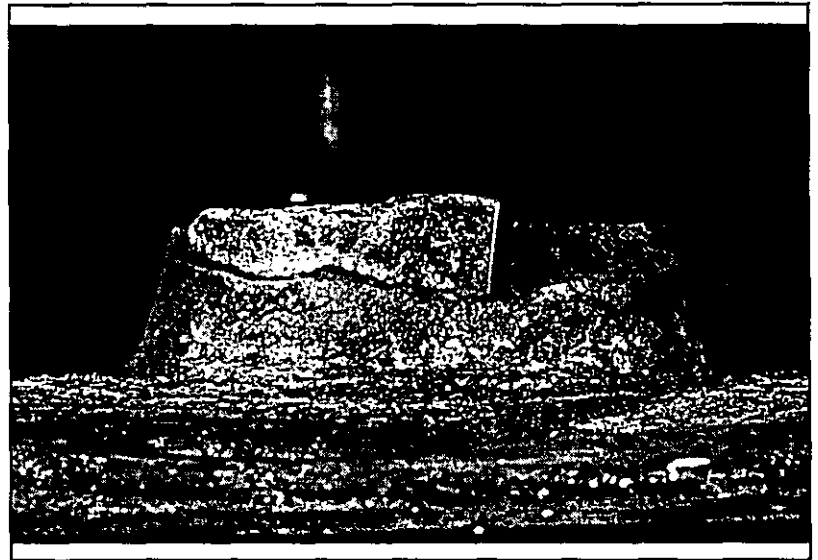
The assembly failure was caused by the continual buildup of pack rust (corrosion product) between the hanger and the pin keeper plate.

The expansion of the pack rust eventually forced the hanger plate to slide off the end of the pin.



No. II-14

Shown is the failed pin end and the pack rust buildup.



No. II-15

Failure occurred by the sudden shear fracture of the pin end.



Sometime after the Mianus River Bridge Collapse, this short article appeared in the New York Times.

Birds that had nested under the bridge for years but vacated the bridge in the years immediately preceding the collapse.

We need to be smarter than birds to prevent bridge collapses.

### Deflocked

The first starlings were reportedly brought to America a century ago by immigrants trying to transplant a touch of Europe. But ornithologists don't call starlings *sturnus vulgaris* without reason. Starlings are prolific, noisy and, obviously, messy. Now it appears that they are also wondrously smart.

In 1978 in Greenwich, Conn., the Audubon Society's annual Christmas bird count turned up some 62,000 starlings roosting beneath the Connect-

icut Turnpike bridge over the Mianus River. In 1979 there were 12,000, in 1980 only six — yes, six — and, six then, zero.

It was not until early 1982 that human neighbors of the bridge began complaining of ominous clanking sounds. It was not until last June 28 that a 100-foot section of the bridge collapsed.

What did the starlings know? One can only speculate. The Audubon people don't interview birds; they only count them.

Both of these failures illustrate the importance of inspection and the consequence of failure in a member critical to the structural integrity of the bridge. Such a member is termed a Fracture Critical Member (FCM) and is defined as:

"A tension member or component whose failure will produce collapse of a structure."

Obviously, the inspection of a Fracture Critical Member needs to be more thorough and performed with a greater degree of reliability.

### Fracture Critical Member

(AASHTO)

"A Tension Member or Component  
Whose Failure Will Produce  
Collapse of a Structure"

Examples of fracture critical members in bridges include: girders in two-girder systems, truss members in tension, pin and link systems in suspended spans, cross girders, suspension cables, and tie girders in tied arches.

### Fracture Critical Members:

- ✓ Girder in Two-Girder Systems
- ✓ Truss Members in Tension
- ✓ Pin & Link in Suspended Spans
- ✓ Cross Girders
- ✓ Suspension Cables
- ✓ Tie Girders in Tied Arches

No. II-19

Hand in hand with Fracture Critical Members is Redundancy and Redundant Structures.

Redundant structures also need to be inspected.

Fatigue crack development in these types of structures will not necessarily lead to collapse, but bridge closure may be necessary until the affected member or component can be repaired.

## Redundant Structures

(AASHTO)

"Those Types of Structures with Multi-load Paths Where a Single Fracture in a Member Cannot Lead to the Collapse"

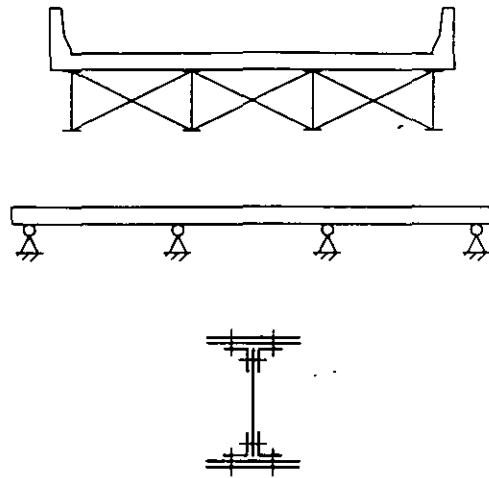
No. II-20

There are at least three types of redundancy.

Multiple load paths, usually are seen in cross section.

Statical redundancy (indeterminacy), e.g., continuity.

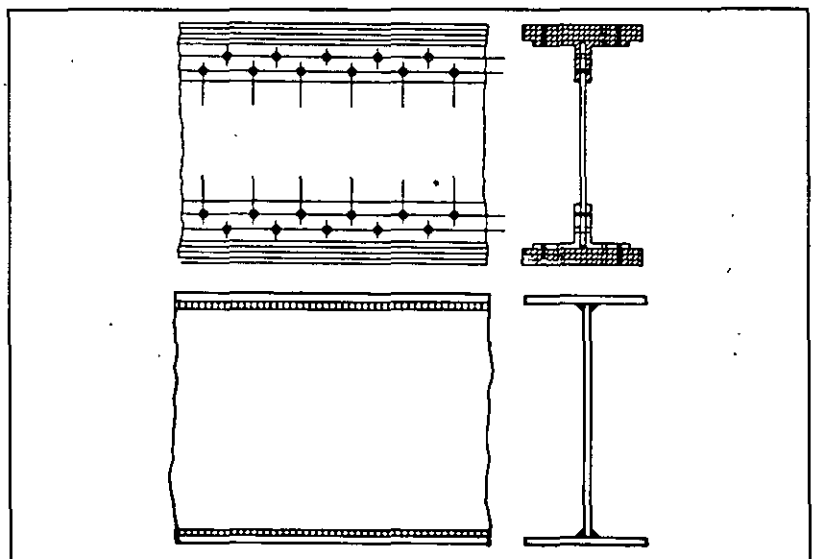
Internal member redundancy, e.g., multi-plate beams or truss members.



No. II-21

Remember that built-up riveted beam cross sections possess internal redundancy while the welded cross section is nonredundant.

A fatigue crack that develops in one plate of the welded cross section will propagate through the entire cross section

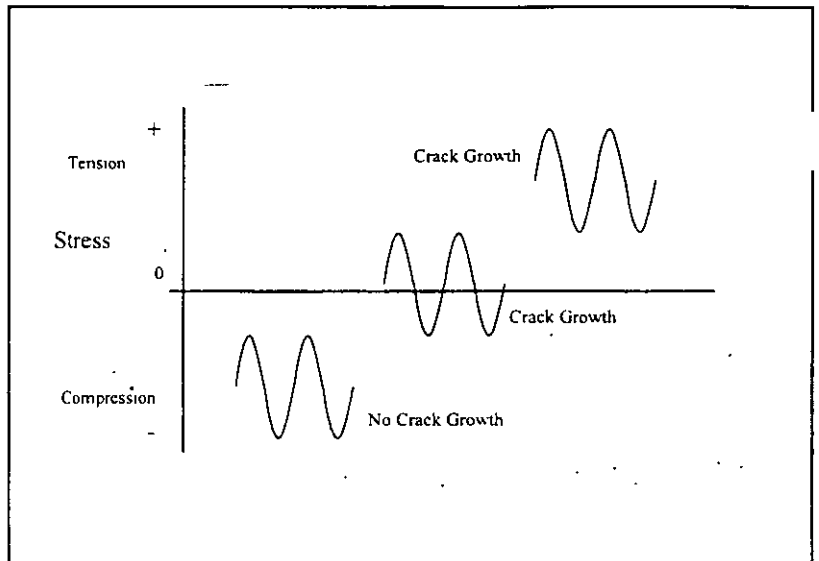


No. II-22

Remember that fatigue crack growth requires a cyclic tensile stress or a component of tension in the stress range.

Therefore, member or components that are subject only to compression, under both dead and live load conditions, need not be inspected for fatigue cracking

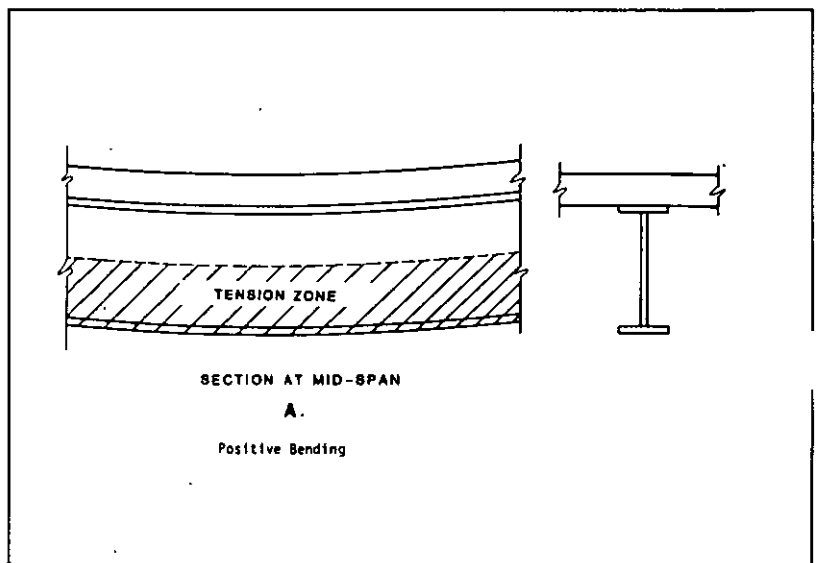
Remember though, unintended secondary stresses can cause the development of fatigue crack in compression regions.



No. II-23

In the positive moment regions of bending, attention must be given to the lower portion of the beam where tensile bending stresses occur.

The highest bending stresses are in the bottom flange.

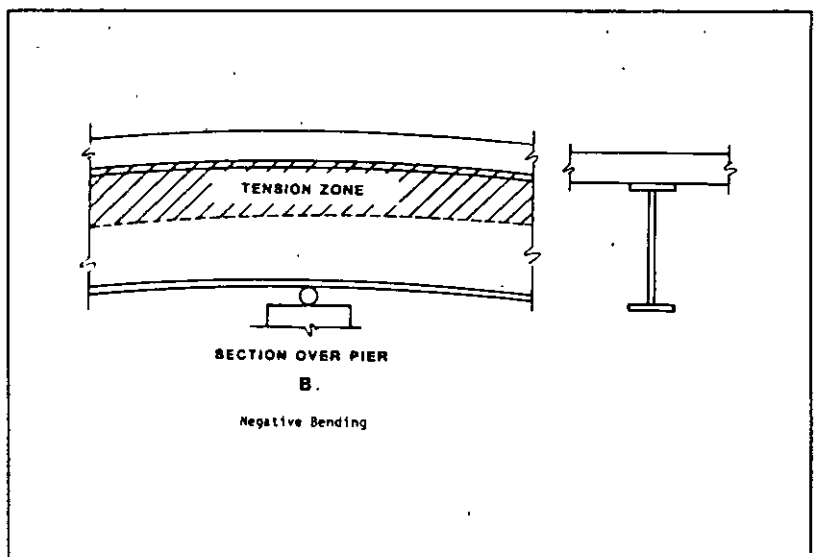


No. II-24

In negative moment regions of bending, attention must be given to the upper portion of the beam where tensile bending stresses occur.

The highest bending stresses are in the top flange

Careful inspection of the underside of the top flange is required since the deck slab prevents examining the upper surface of the top flange





No. II-25

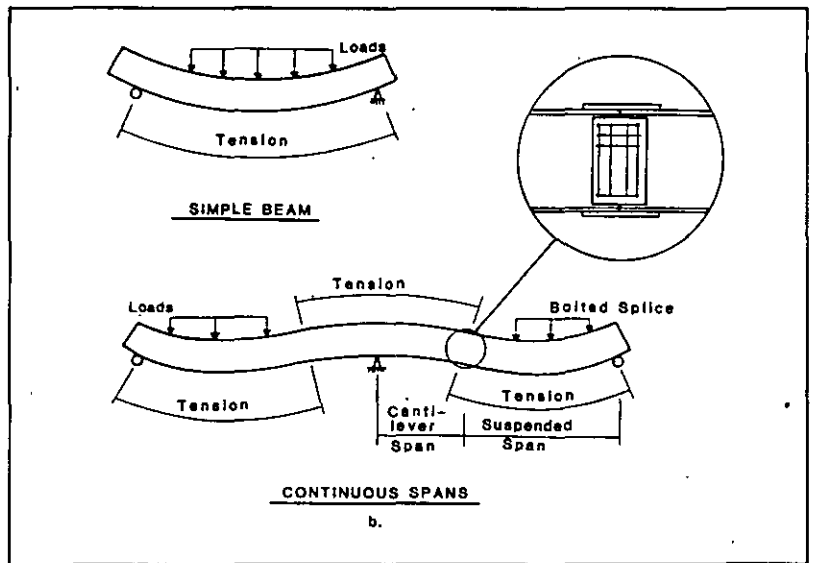
As illustrated, the tensile bending stresses occur in the lower portion of a simply supported beam.

The maximum moment occurs at mid span.

For continuous spans, negative moment regions of bending occur over the interior supports.

Consequently, tensile bending stresses occur in the support portion of the beam, maximum at the support.

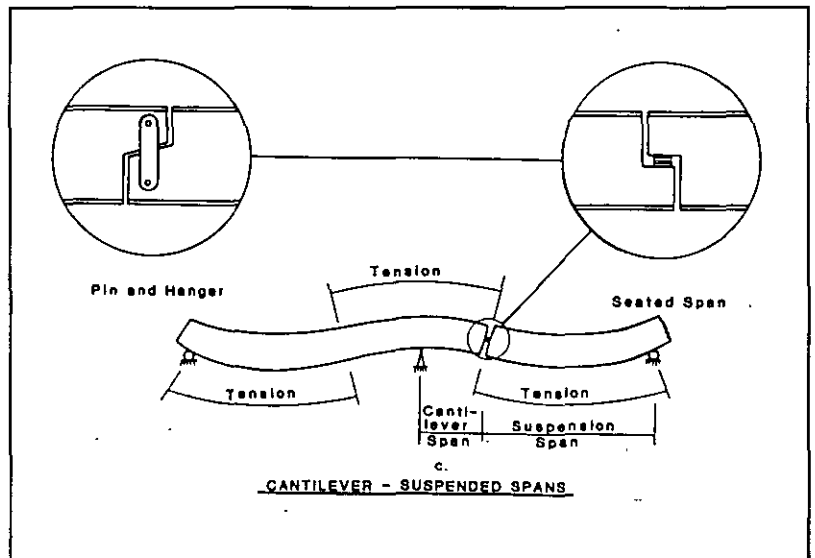
Beam splices should have been located at moment inflection points to minimize the bending stresses.



No. II-26

Cantilevered suspended spans has a supported simple span.

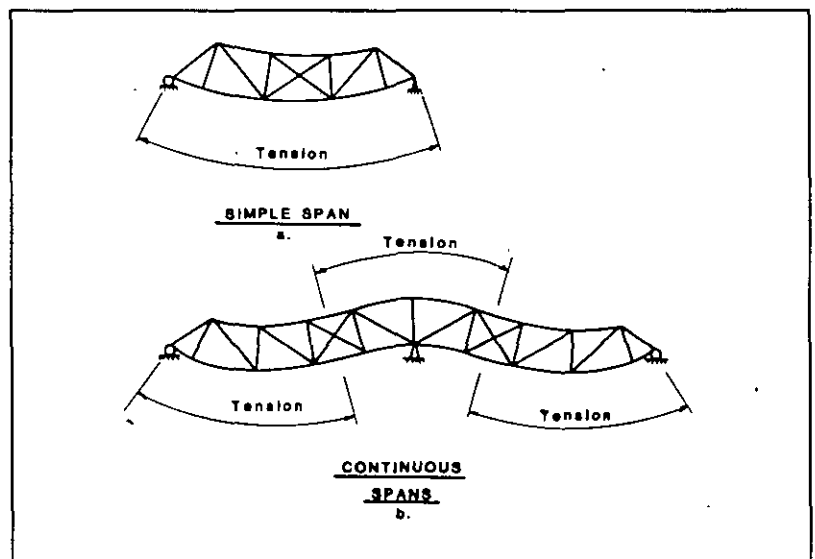
As illustrated by the Mianus River Bridge collapse, special attention should be given to the connection between the cantilever and suspended spans.



No. II-27

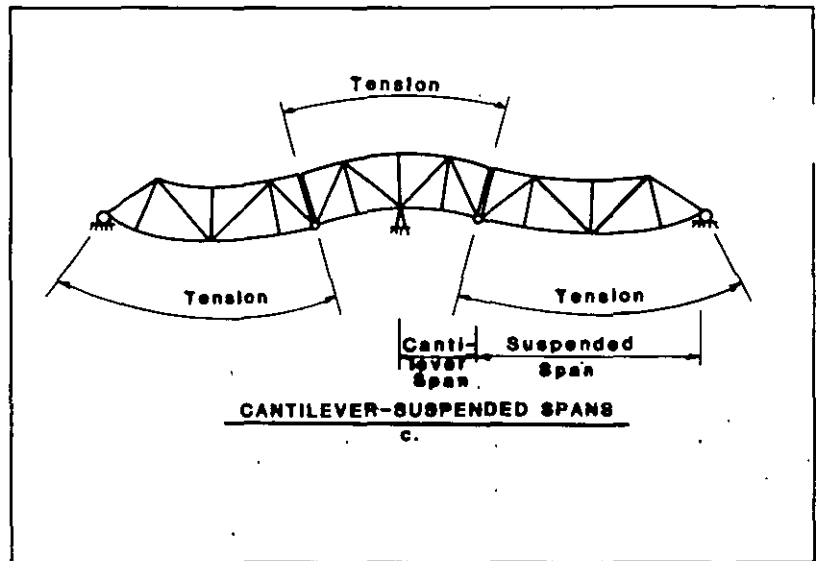
The top and bottom chords of trusses behavior similar to the flanges of beams with regard to the type of stress.

Realize that the web members (vertical and diagonal members) often have stress reversal with changes in load position.



No. II-28

Shown are the locations for tensile stress in a cantilever - suspended span bridge.



No. II-29

It must be emphasized that the locations given in the previous set of slides are for possible fatigue crack development due to primary stresses.

Secondary stresses can occur in most every region of the structure.

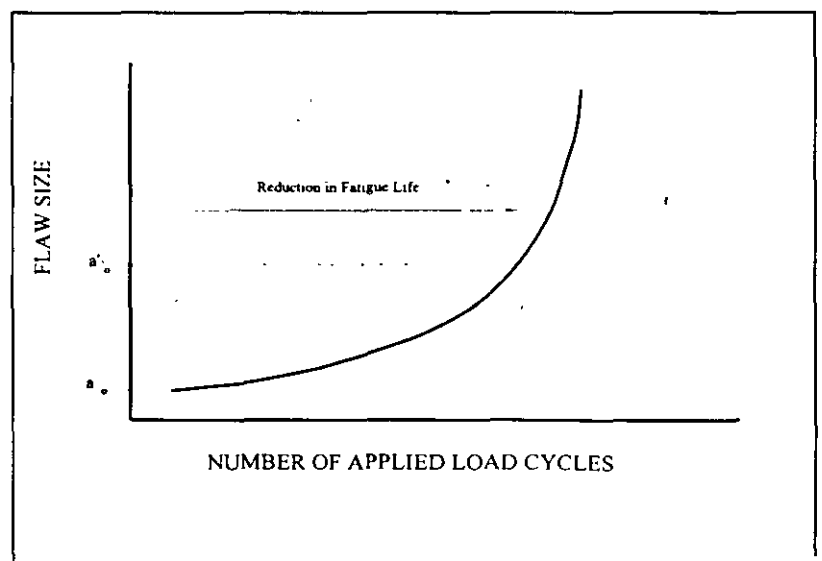
### Types of Stresses

- ✓ Primary Stress
  - ✗ Load Induced
  - ✗ Simplified Analysis
  - ✗ Fatigue Strength Well Defined
- ✓ Secondary Stress
  - ✗ Distortion Induced
  - ✗ Detailed Analysis
  - ✗ Localized

No. II-30

It must be remembered that the crack growth rate is initially low.

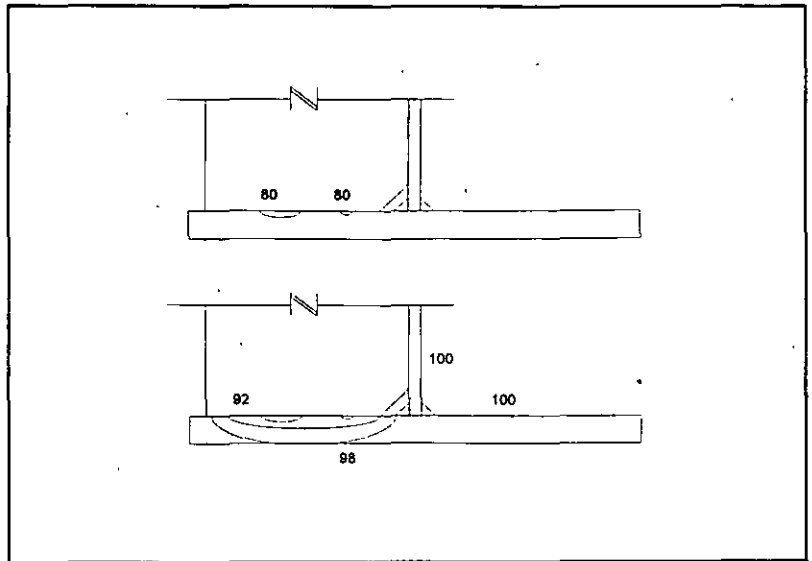
The growth rate accelerates as the crack increases in size.



No. II-31

As a consequence, crack detection occurs when the majority of the fatigue life has been exhausted.

Shown schematically, is the different stages of crack growth for a web stiffener welded to a tension flange.



No. II-32

If a fatigue crack is detected by the inspection, it must be immediately determined if the crack is in a Fracture Critical Member. If so, the bridge may have to be closed to traffic to prevent catastrophic collapse of the structure.

Fatigue cracks in members of redundant structures may not require closure.

Determining the type of stress that caused the cracking is important since it will affect the repair method used.

If a Crack is Detected, Determine:

- ✓ If crack is located in a Fracture Critical Member.
- ✓ If the bridge should be closed to traffic or should traffic lanes be restricted.
- ✓ Type of stress (primary or secondary)

No. II-33

We will now look at specific details that are prone to fatigue cracking.

**Fatigue Prone Details**

- ✓ Coverplated Beams (terminations)
- ✓ Transverse Stiffeners Welded to Flange
- ✓ Web Attachment and Penetrations
- ✓ Longitudinal Stiffeners
- ✓ Backing Bars
- ✓ Lateral Gusset Plates

Additional topic in the section include:

### Fatigue Prone Details (cont.)

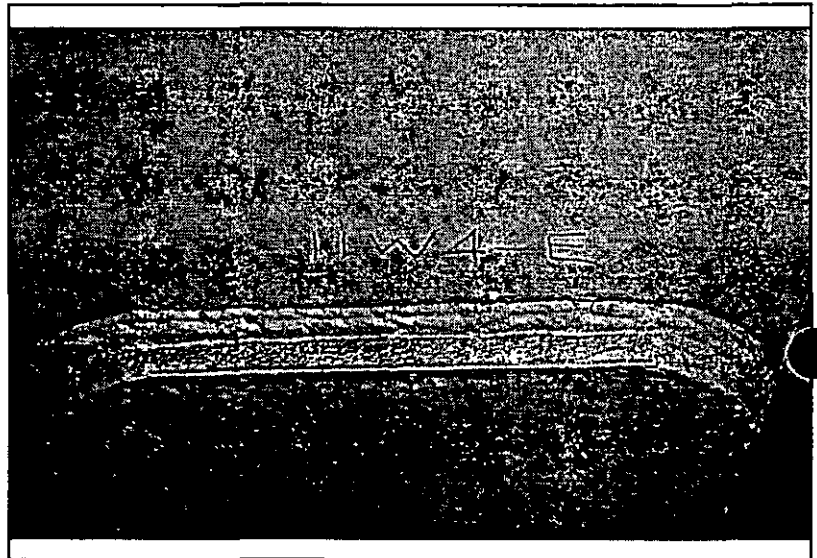
- ✓ Large Welds in Thick Plates
- ✓ Web Inserts
- ✓ Tack Welds
- ✓ Weld Repairs
- ✓ Riveted Members
- ✓ Web Gaps

We begin with coverplated beams.

Cover plate terminations are susceptible to fatigue cracking due to the high stress concentration that occurs at the toe of the transverse weld.

A typical cover plate detail of the I-95 bridge over the Yellow Mill Pond, Bridgeport, Connecticut is shown. The bridge was opened to traffic in 1958 and cracks were found beginning in 1970.

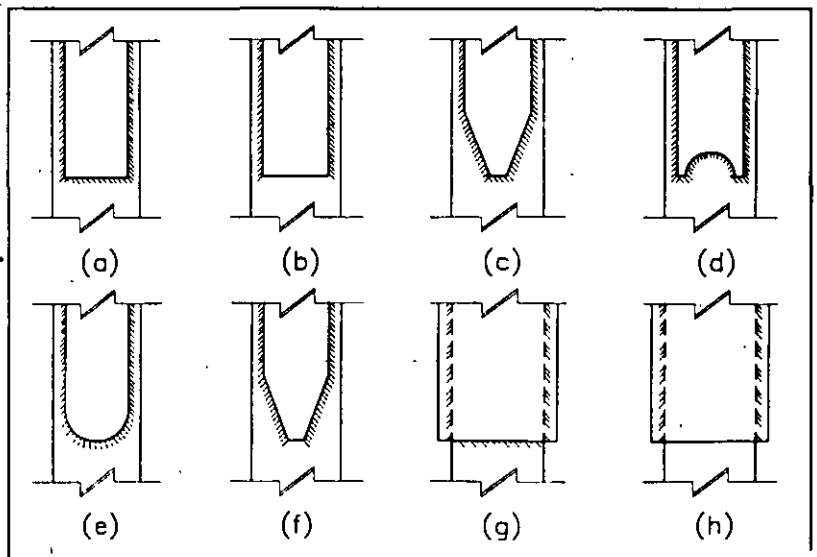
Shown is a part-through crack along the toe of the transverse end weld of the cover plate termination.



Shown are various cover plate end treatments and possible crack locations.

All details shown are either AASHTO fatigue Category E or E'.

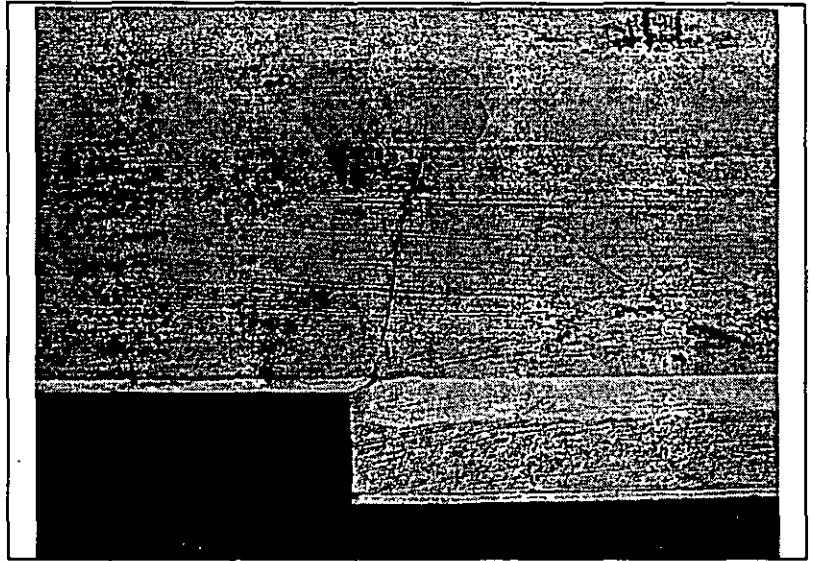
Except at the end termination, the longitudinal fillet weld is classified as Category B and is therefore unlikely to crack



No. II-37

Cover plates that are wider than the width of the beam flange and do not have a transverse end weld have fatigue strength classified as Category E', regardless of the flange thickness.

This is because the crack will develop in the flange tip and propagate at a higher rate than if the crack developed in the transverse weld.

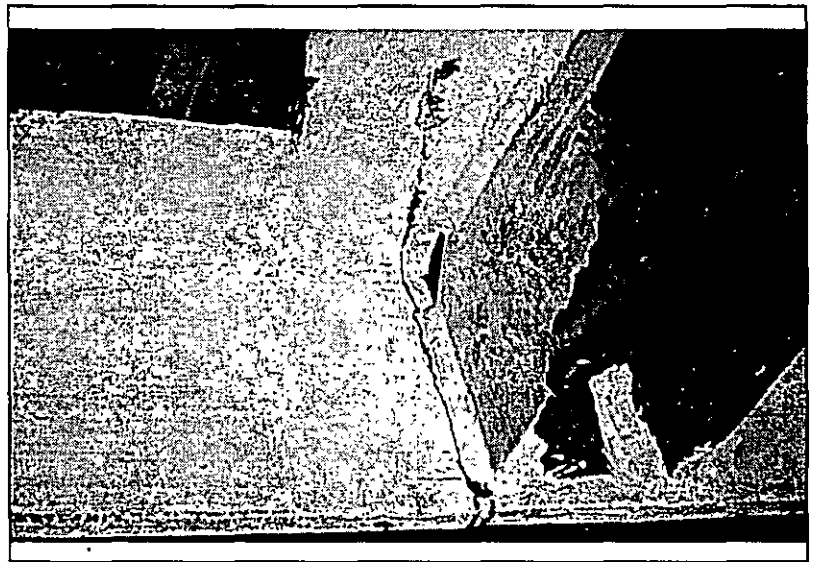


No. II-38

Transverse web stiffeners have a relatively high fatigue strength (Category C) and seldom develop fatigue cracking provided no secondary stresses occur.

Shown here is a crack that developed in a laboratory test specimen.

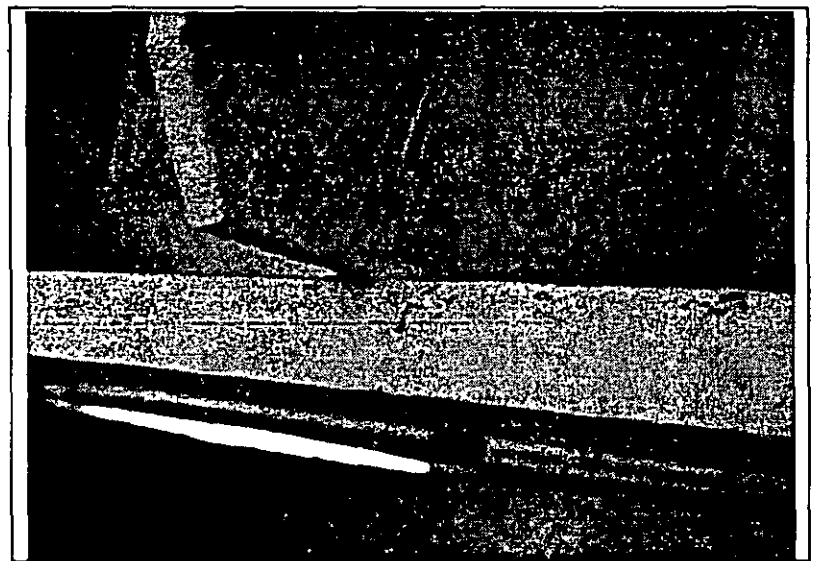
Note that the crack developed in the toe of the fillet weld that attaches the end of the stiffener to the tension flange.



No. II-39

The quality of the weld between the end of the stiffener and the tension flange should be observed.

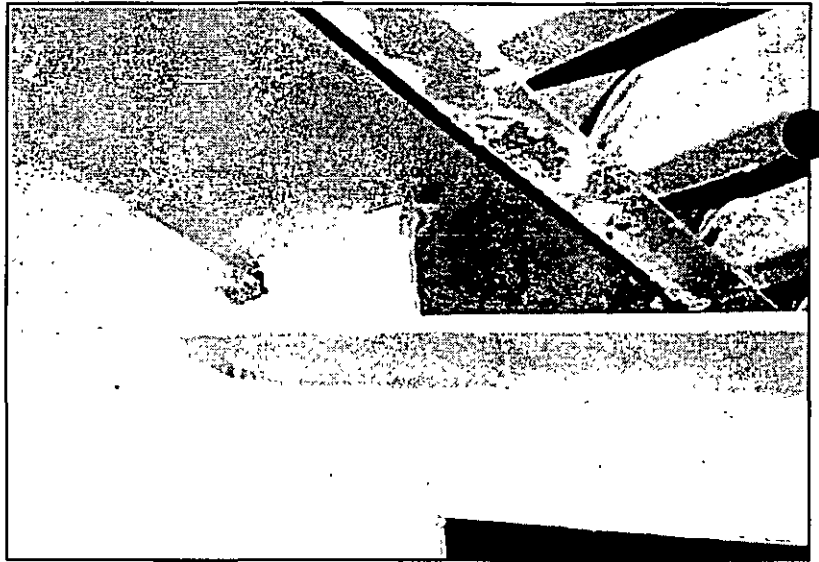
Often in fabrication, a gap exists at the end of the stiffener prior to welding. This condition can result in a poor quality weld.



No. II-40

Another situation that can occur with the stiffener-to-flange weld is when a spacer block is used to make up the difference for a stiffener cut too short.

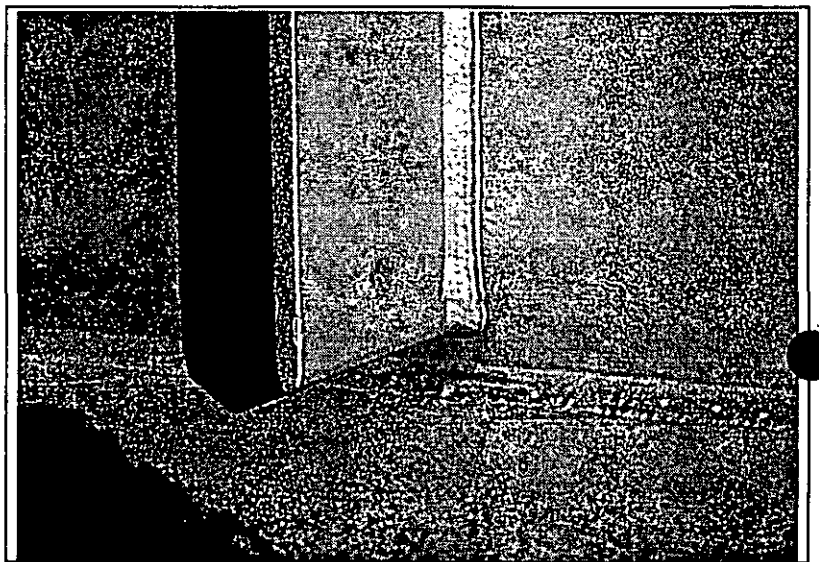
Again, weld quality can suffer, especially if the welding was performed in the field.



No. II-41

When the web stiffener is cut-short, the fatigue category is still Category C but cracking will form in the web at the weld termination.

The web stiffener shown has not developed fatigue cracking.

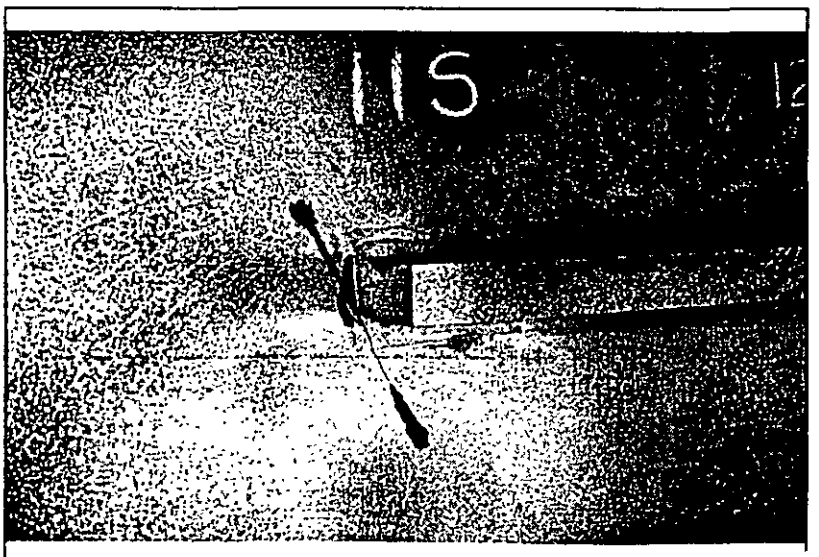


No. II-42

Web attachment also cause a stress concentration to occur at either end.

The fatigue strength is Category E if the attachment length (in the direction of applied stress) is greater than 100 mm (4 in.). Category E' if the attachment thick is 25 mm (1.0 in.) or greater.

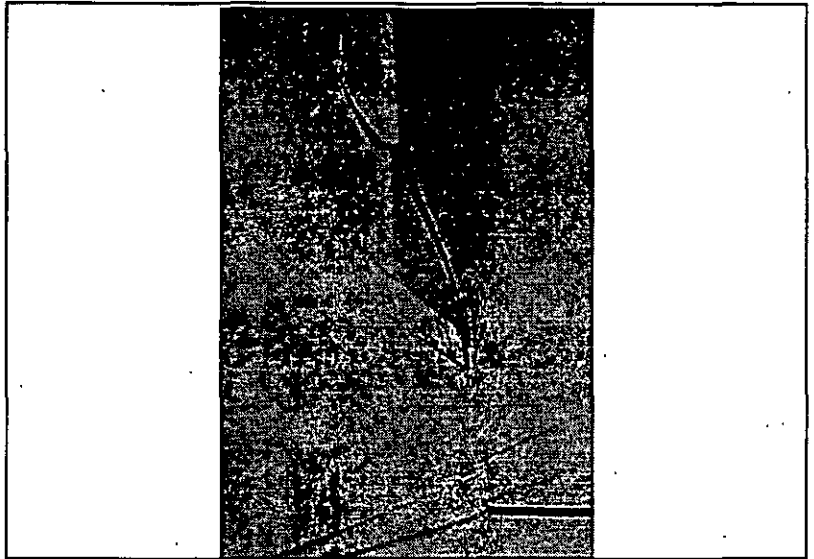
Shown here is a crack that developed at the end of a 300 mm (12 in.) long, 25 mm (1.0 in.) thick web attachment on a test specimen.



No. II-43

Shown is a fatigue crack in the web of a steel box bent where the bottom flange of the longitudinal girder passes through a slot that is seal-welded to the web of the box.

The seal weld may result in a lack-of-fusion plane perpendicular to the bending stress in the web plate.



No. II-44

Longitudinal stiffeners can also be fatigue prone.

They are used to stiffen the web plate against buckling as a result of the compressive in-plane bending stress.

Of concern is the end termination which is classified as Category E

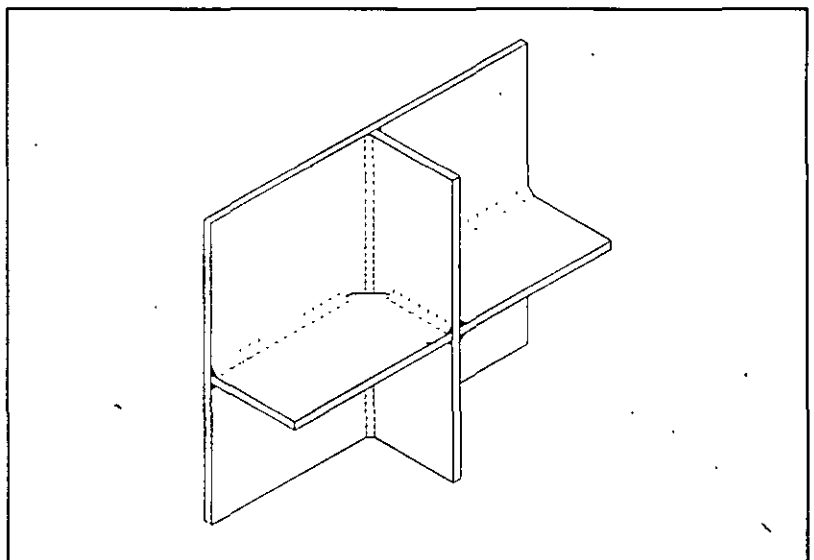


No. II-45

The intersection between a longitudinal and a transverse stiffener should be examined if the location is subject to tensile stress.

The longitudinal stiffener should pass uninterrupted through the intersection, otherwise, a lack of fusion plane will exist perpendicular to the stress field (as shown).

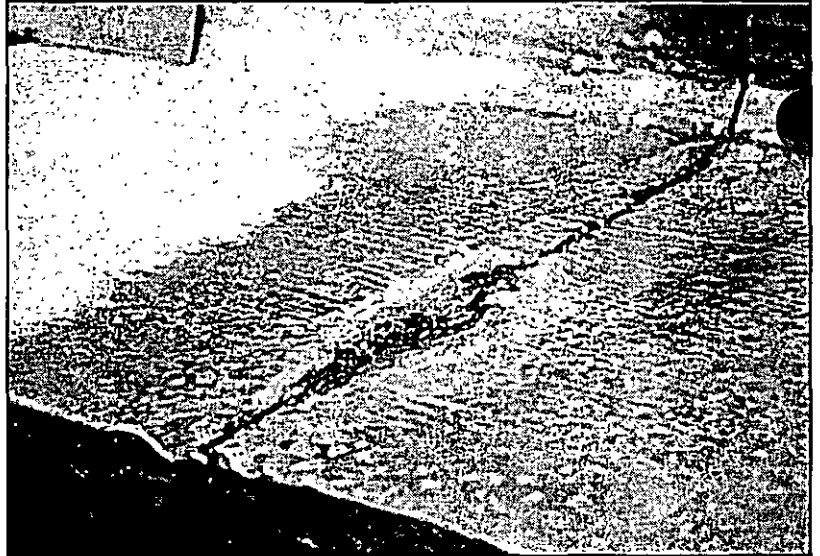
Note that the longitudinal stiffener is stressed to the same level as the web plate even though it is designed as non-load carrying.



No. II-46

On the bridge shown in Slide No. II-44, the longitudinal stiffener bar stock was welded together using only fillet welds. While some penetration was achieved, a lack of fusion plane existed that acted like one larger crack.

The crack propagated through the stiffener and into the web plate.



No. II-47

Shown are the different stages of crack growth.

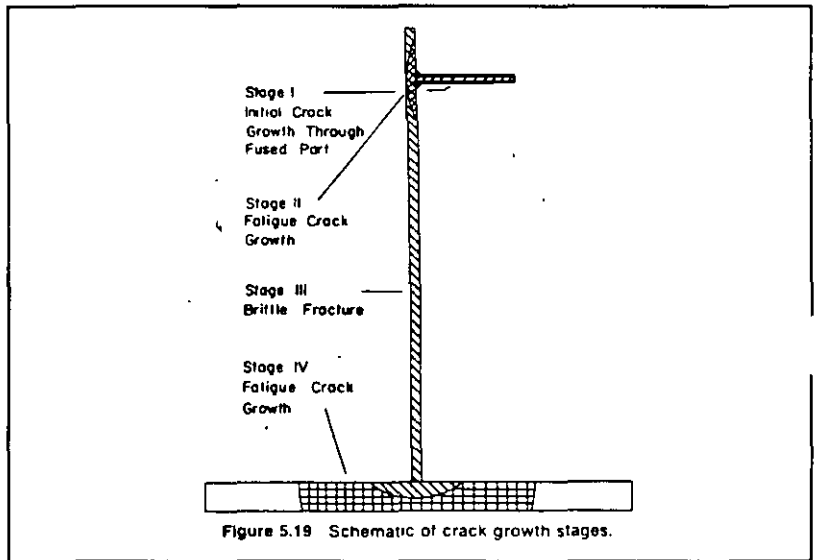
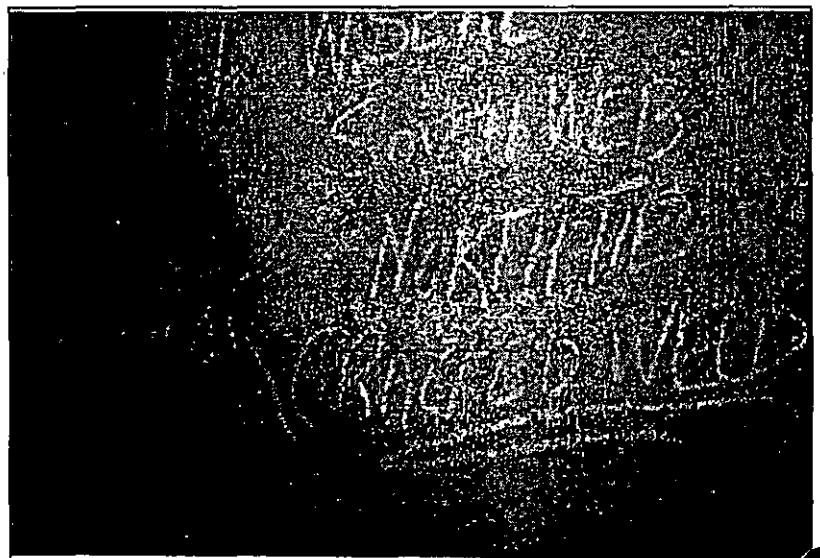


Figure 5.19 Schematic of crack growth stages.

No. II-48

Backing bar that have been left in place also result in a lack of fusion plane that may propagate as a crack.

Shown are fatigue crack discovered at welds connecting the longitudinal stiffener to the diaphragm of a box tie-girder.

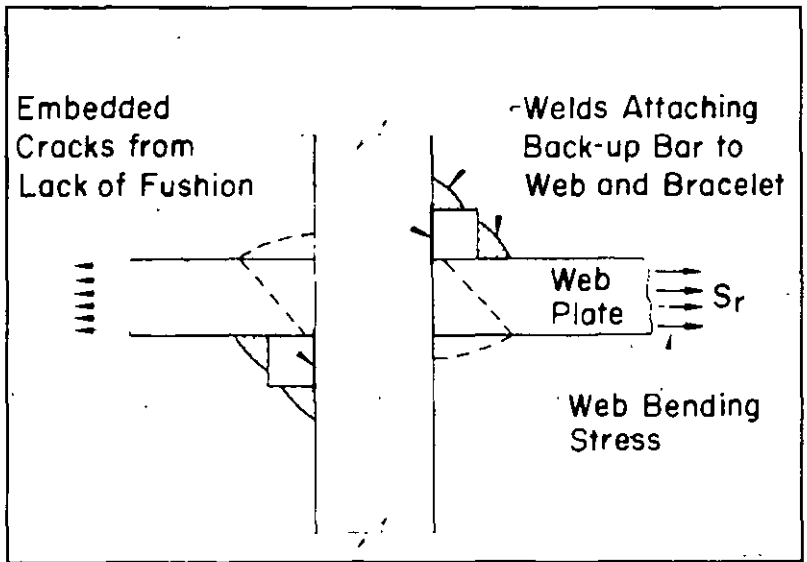




No. II-49

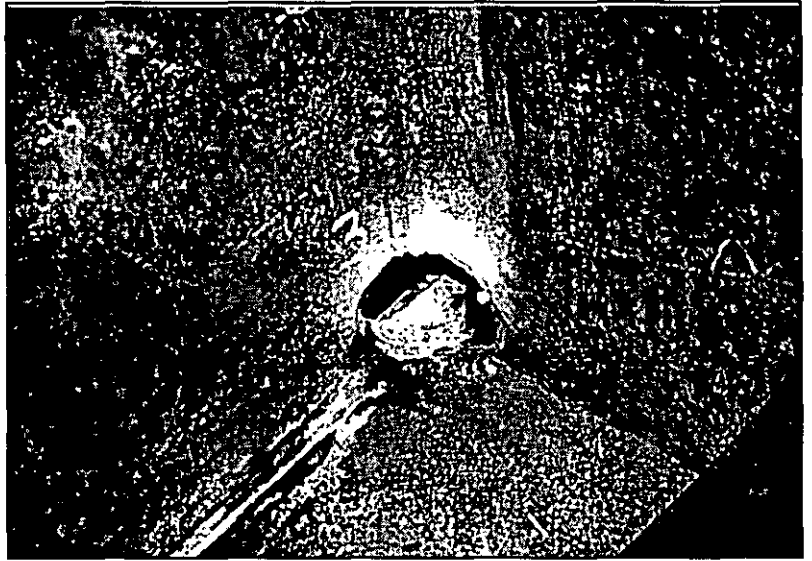
Another example of backing bar fatigue cracking is shown by the schematic drawing.

Here, a bracelet plate intersected a web and backing bars were used to facilitate the completion of the full penetration groove weld.



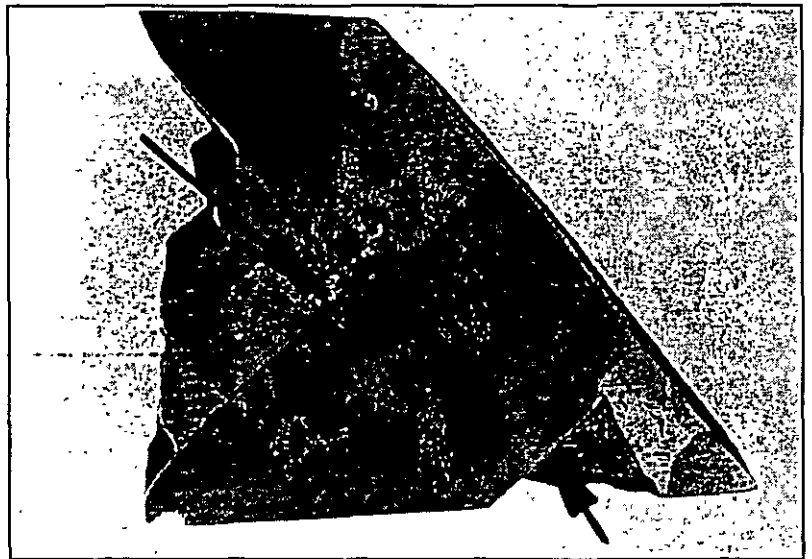
No. II-50

Upon discovery of the cracking, the weld detail was cored for examination.



No. II-51

The core revealed that the fatigue cracks initiated at the lack of fusion plane formed by the backing bar

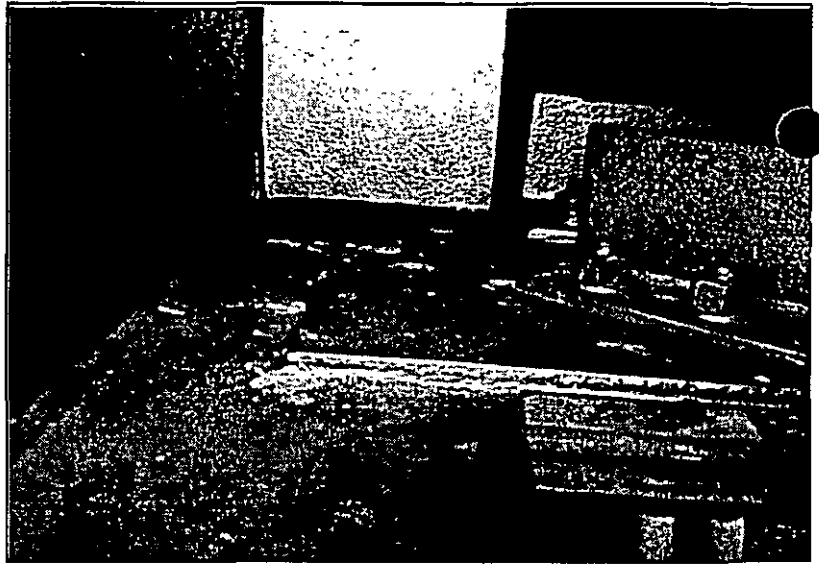


No. II-52

Lateral bracing gusset plates that are welded to tension flanges need to be examined.

A stress concentration results at both ends of the plate, resulting in a Category E classification.

Fatigue cracks can develop in the toe of the transverse fillet weld and propagate into the flange by primary stresses.

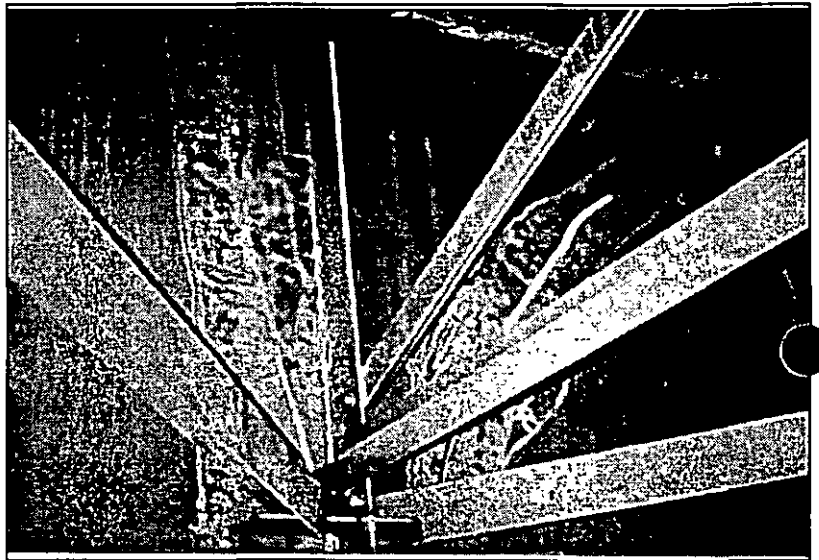


No. II-53

Attachment of the lateral gusset plate to the girder web may result in fatigue crack development due to secondary stresses.

If there is no rigid attachment of the gusset plate to the web stiffener, out-of-plane forces cause bending stresses in the unstiffened web gap.

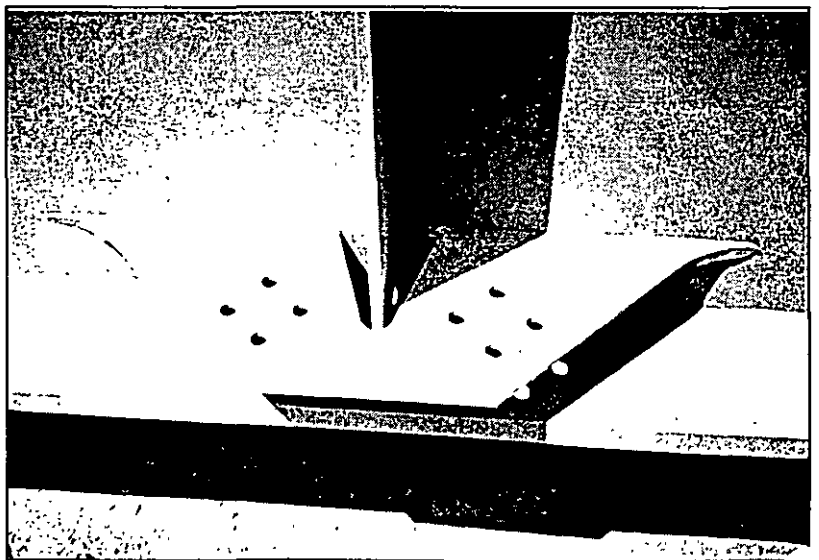
Here, the cracks grew through most of the web plate and all of the bottom flange.



No. II-54

This photo shows a lateral gusset plate detail prior to erection of the girder. Note that there is not rigid attachment of the gusset plate to the vertical web stiffener.

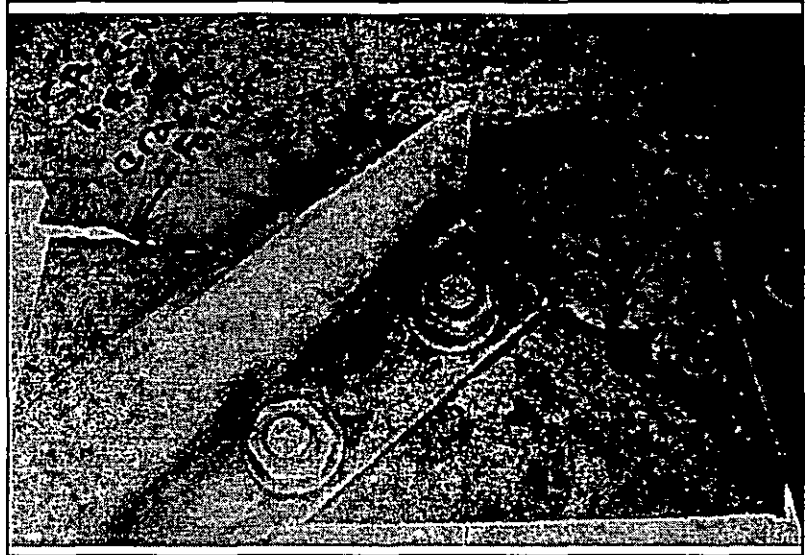
The small web gap on either side of the vertical stiffener will develop bending stresses as lateral forces push the web plate out-of-plane.



No. II-55

Lateral systems are subject to vibration from vehicular traffic.

This can result in fatigue crack development in the gusset plates.

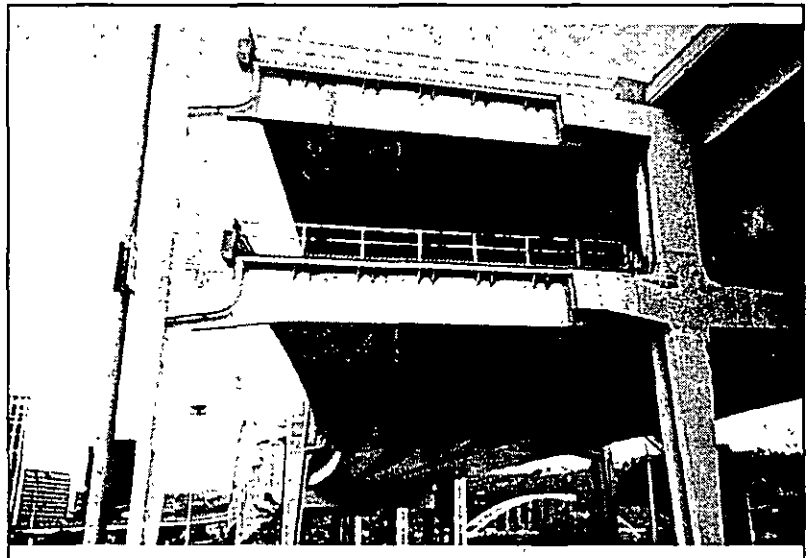


No. II-56

Lamellar tearing can occur in welded connections with thick plates.

A cooling weld will cause shrinkage stresses to develop that may open up laminations in the plate.

This bridge had welded connections in the beam to column joints.

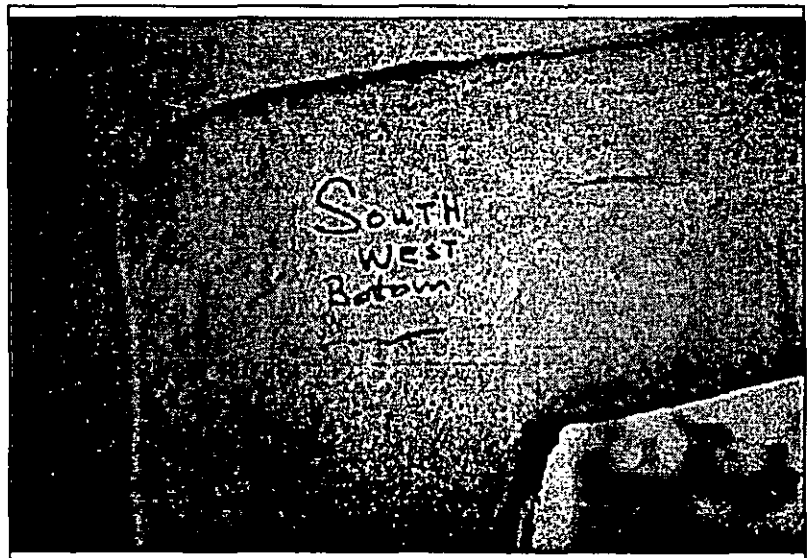


No. II-57

Lamellar tearing is usually produced during fabrication.

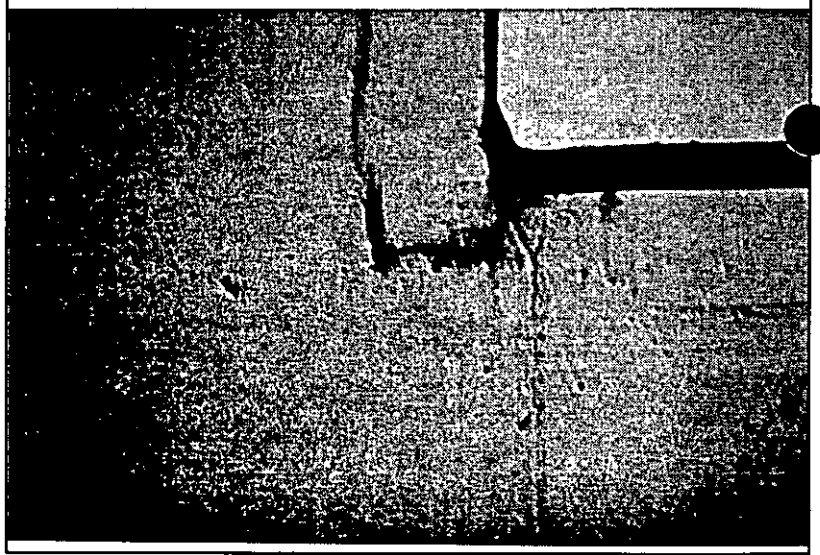
Laminated planes may exist through the depth of thick plates. As large welds cool and contract perpendicular to these lamination, the laminations may separate and produce a crack as shown in this figure.

These cracks can propagate under service loads.



No. II-58

Shown is a lamellar tear and fatigue crack at a weld toe in the tension flange.



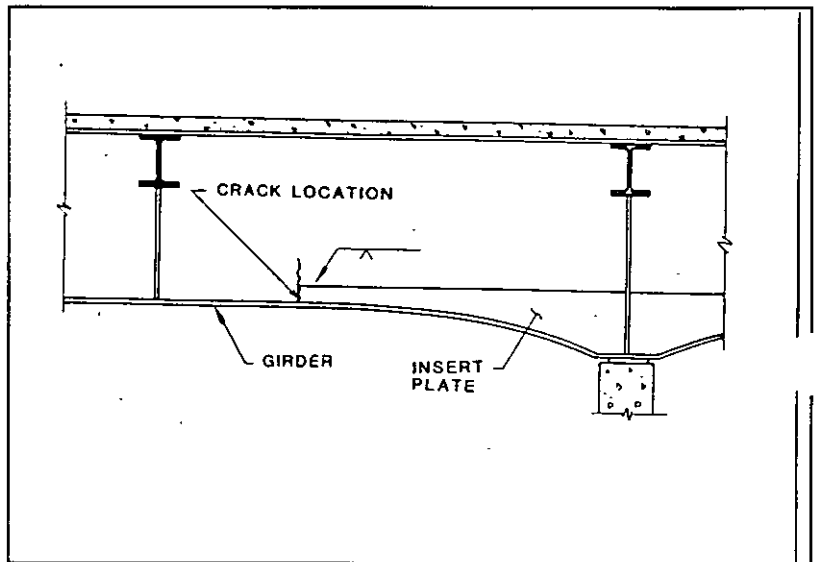
No. II-59

### WEB INSERTS

Shown is a portion of a girder profile for the Highway 17 bridge over the Aquasabon River, 130 miles east of Thunder Bay, Ontario.

This bridge was opened to traffic in 1948 and cracks were found in 1963.

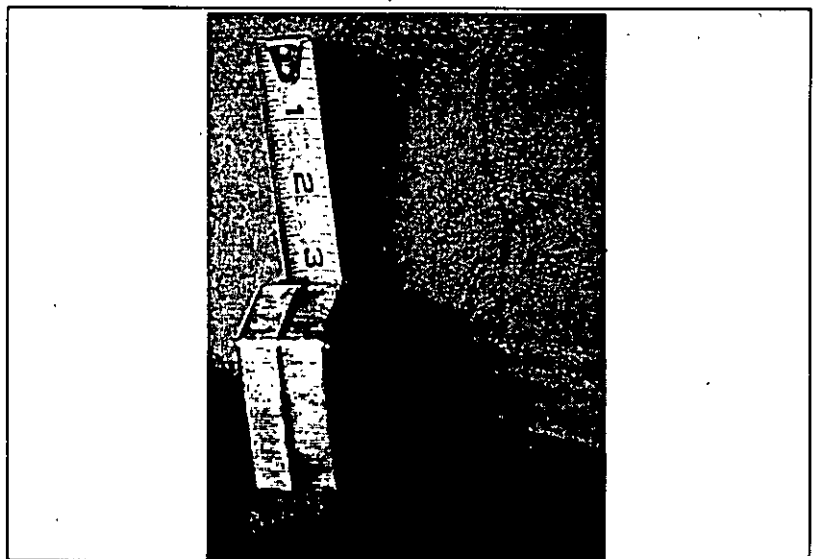
A web plate insert was used to increase the depth of the haunched girder in the negative moment region of bending.



No. II-60

Fatigue cracking developed from a large initial weld flaw in the vertical portion of the groove weld at the end of the plate inserted into the web.

The weld in this region of the splice is perpendicular to the bending stress and realizes enough tensile stress to propagate a crack.

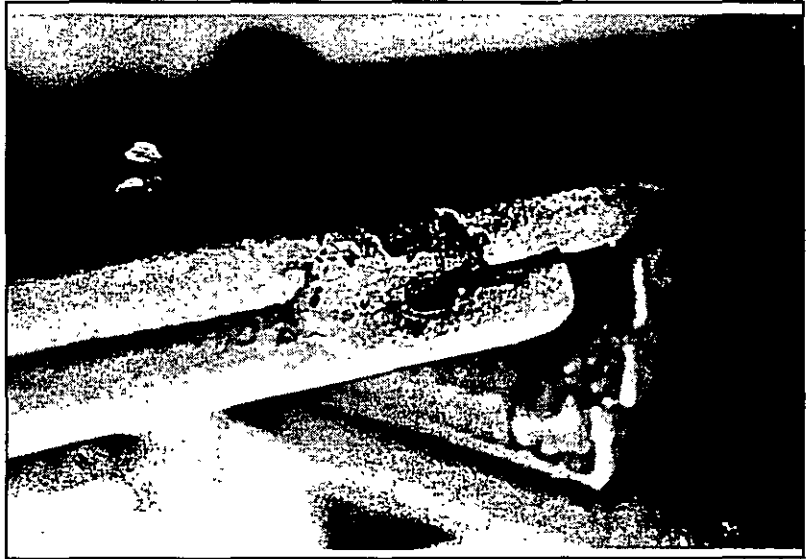


No. II-61

Tack welds were frequently used during the construction of the interstate system to hold in place splice, tie, and gusset plates during construction.

These short welds are usually of low quality and can result in fatigue cracking if subject to a tensile stress range.

Shown is a fatigue crack in a tack weld used to hold a tie plate in place during shipping and erection.

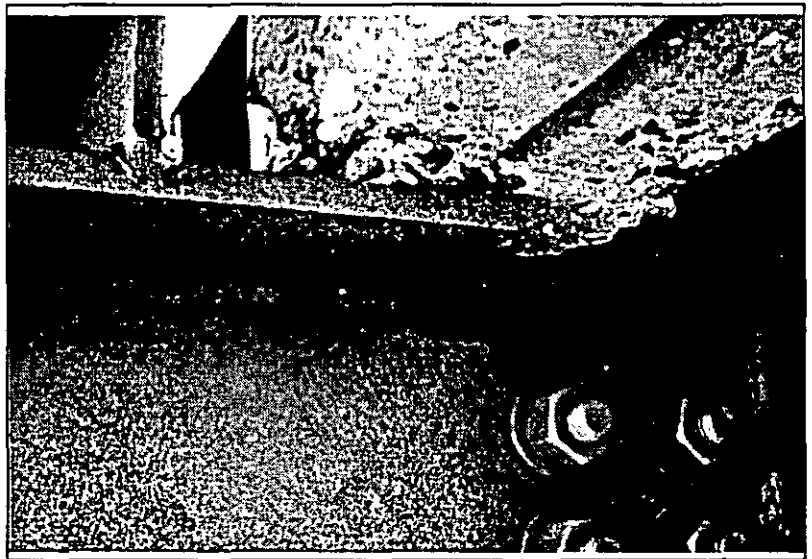


No. II-62

Coped flanges on diaphragm and floor beam members can be susceptible to fatigue cracking.

The abrupt reduction in stiffness at the coped section can elevate bending stresses present at the cope even though the connection was designed as a simple shear connection. If the cope is not ground smooth after flame cutting, an increased possibility of cracking exists.

Shown is a fatigue crack as the coped flange of a tee-section of a diaphragm cross frame. Note that both rolled and welded cross sections are susceptible to this type of cracking.

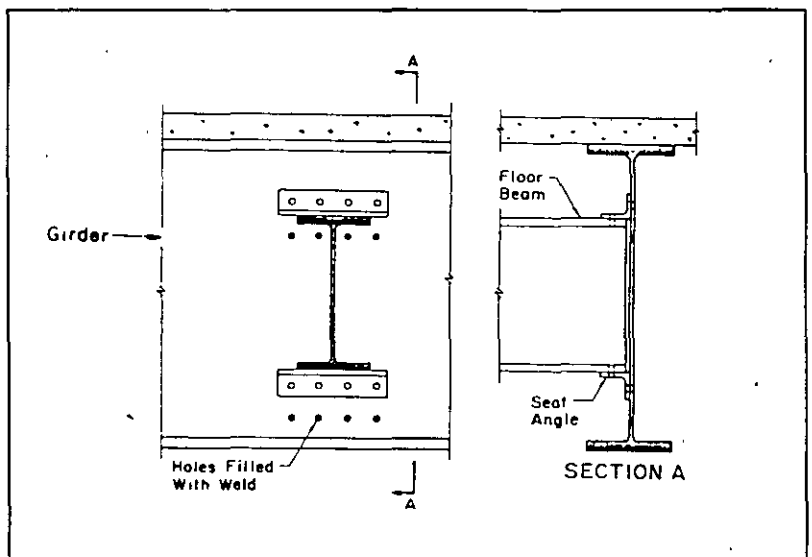


No. II-63

Welded repairs made during fabrication, construction, or service can provide initiation sites for fatigue cracks.

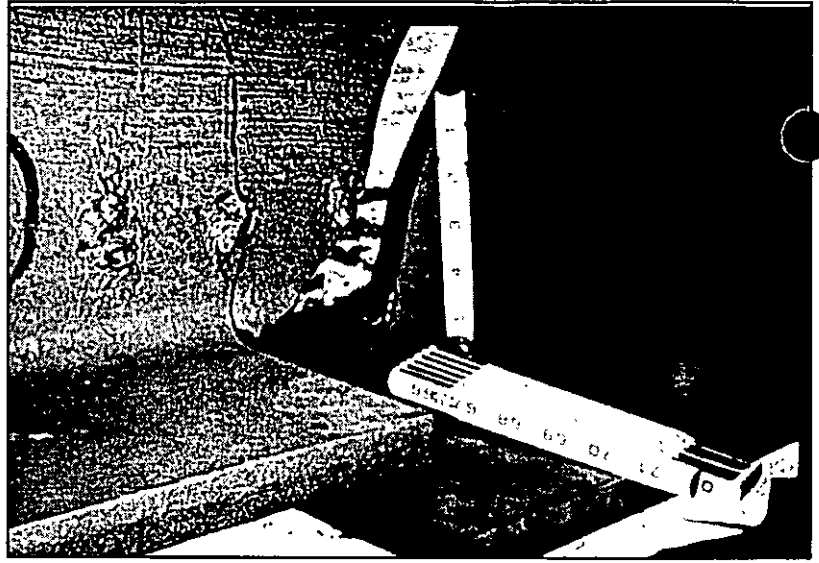
The quality of welding for repairs seldom equals the quality achieved during shop fabrication.

Shown is a floor beam connection detail for County Highway 28 bridge over the I-57 north of Farina, Illinois. This bridge was opened to traffic in 1968 and cracks were found in 1977.



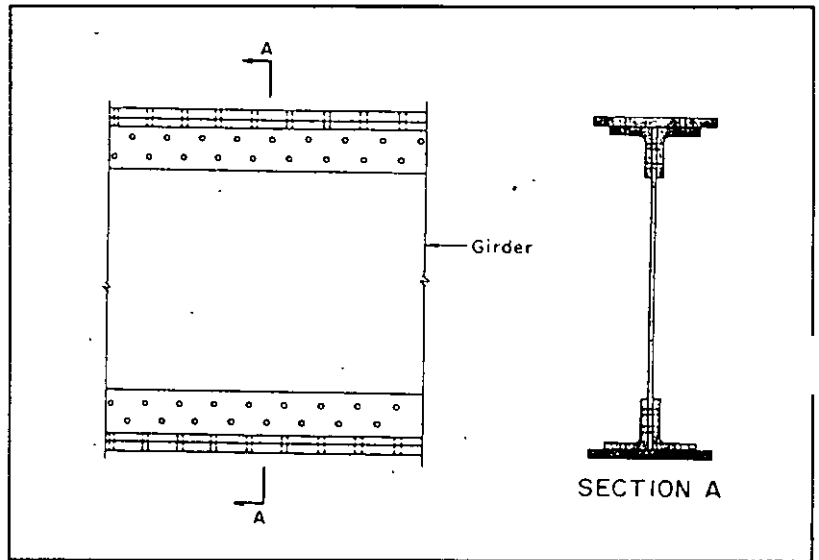
No. II-64

Fracture initiated from slag inclusions and voids in misspunched rivet holes improperly filled with weld metal.



No. II-65

Riveted built-up members are also susceptible to fatigue cracking



No. II-66

Shown is a fatigue crack that developed in the bottom flange of a laboratory test specimen.

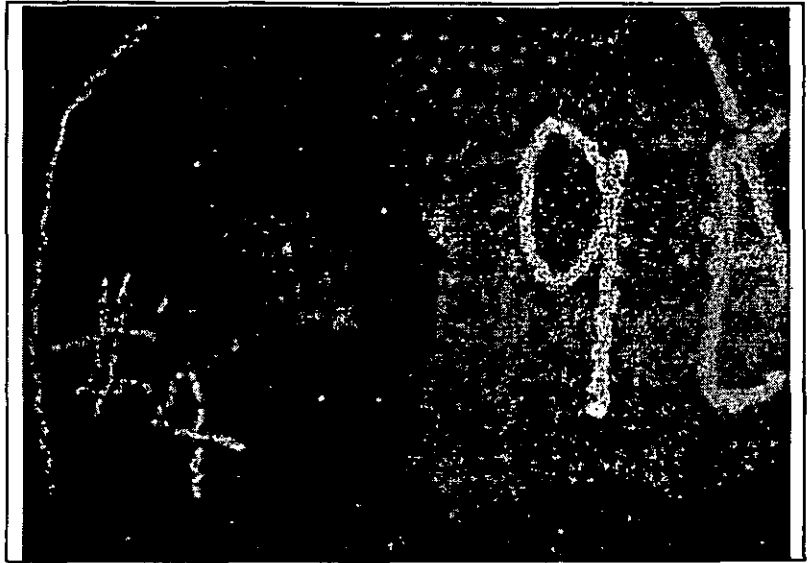
A halo of rust powder around the rivet head indicates that a fatigue crack has developed and the riveted connection is beginning to loosen.



No. II-67

Shown is a fatigue crack at an angle-to-web rivet.

The crack will propagate perpendicular to the direction of applied stress.

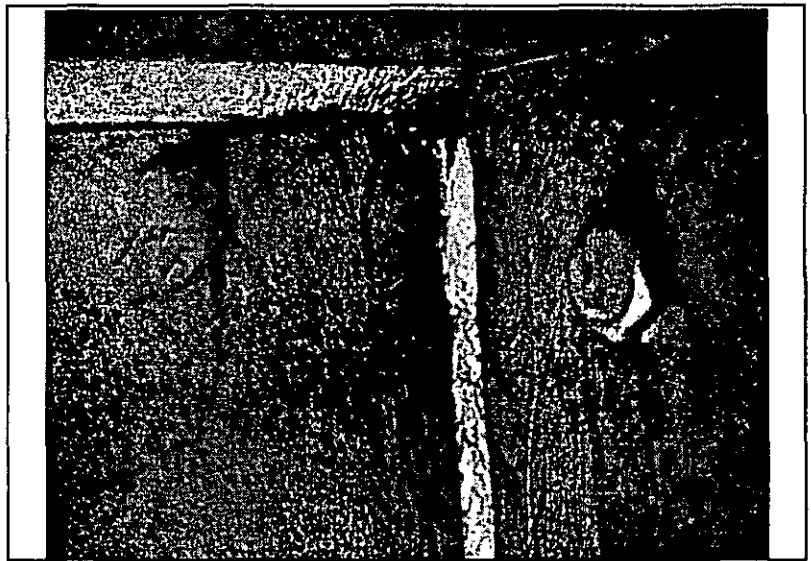


No. II-68

As mentioned previously, unstiffened web gaps at the ends of diaphragm and floor beam connection plates are susceptible to distortion-induced fatigue.

Shown is fatigue cracking resulting from the out-of-plane distortion caused by the interaction between the diaphragm and longitudinal girder.

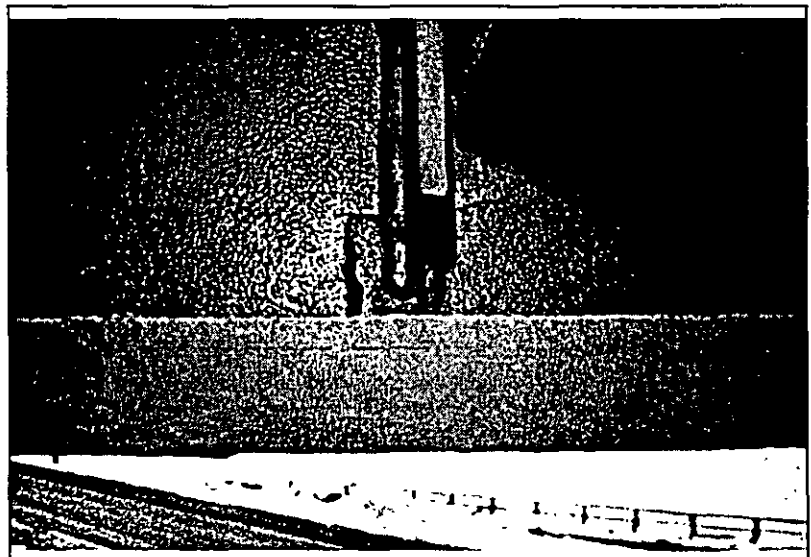
Note that even though the end of the connection plate was detailed as a tight-fit, web gap cracking occurred. The web gap is located in the negative moment region of bending where the end of the connection plate was not attached to the flange in order to avoid a weld on the tension flange.



No. II-69

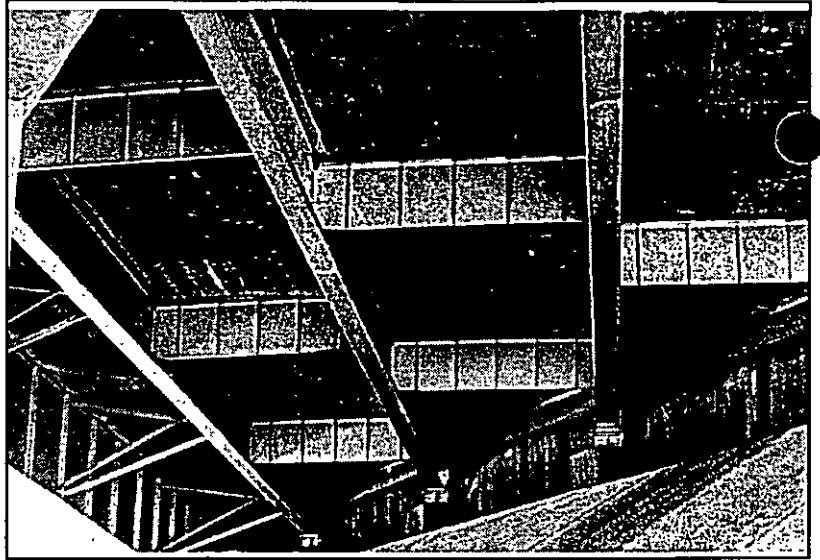
Cracking may occur in the positive moment region of bending on skewed bridges. Note the angle of the roadway beyond the bridge.

The differential displacement between either end of the diaphragm increases as the skew angle increases.



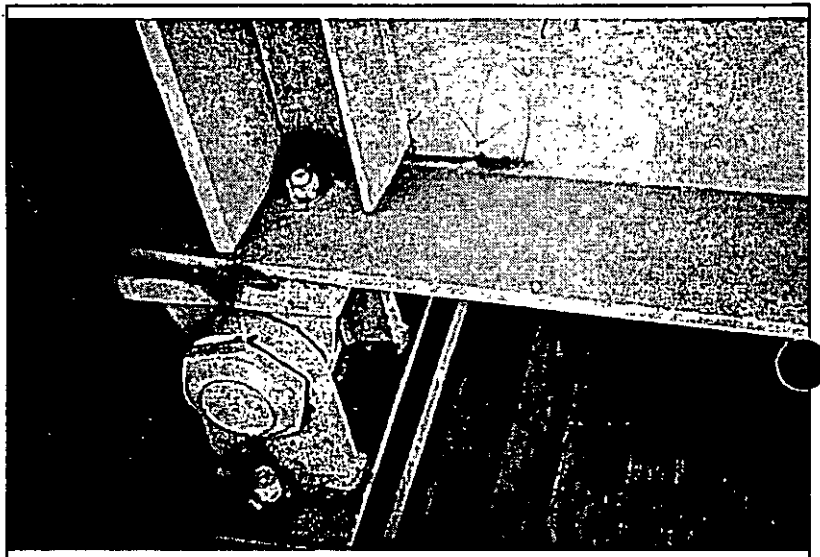
No. II-70

Cracking in unstiffened web gaps become more severe when the diaphragms are not aligned.



No. II-71

Cracking can also occur at end bearings where the bottom flange is held against rotation or translation by the bearing.

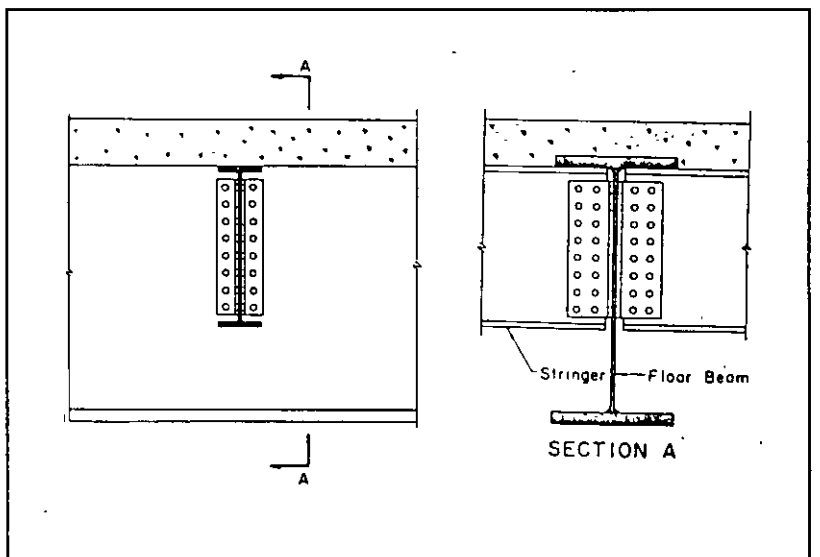


No. II-72

Distortion can also be a problem in riveted connections.

Consider the riveted stringer-to-floor beam connection.

Although designed as a simple shear connection, rotational restraint allows bending stresses to develop.

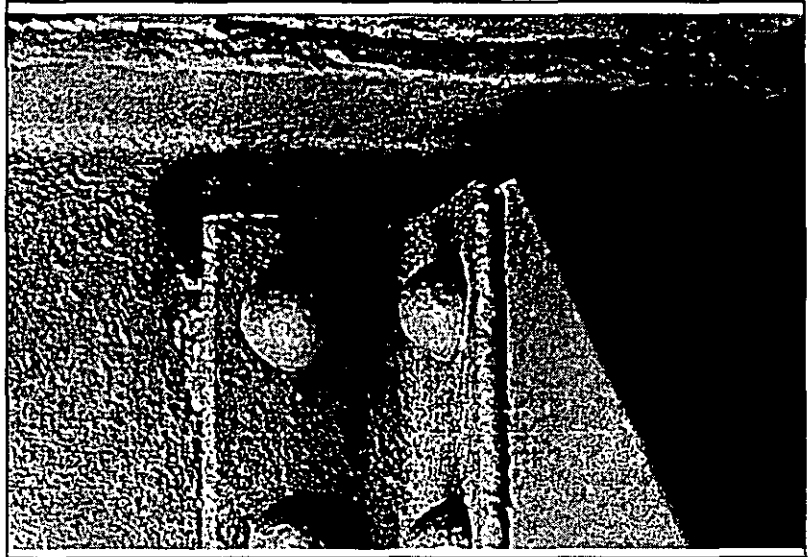




No. II-73

The prying action by the outstanding leg of the angle caused a fatigue crack to develop under the head.

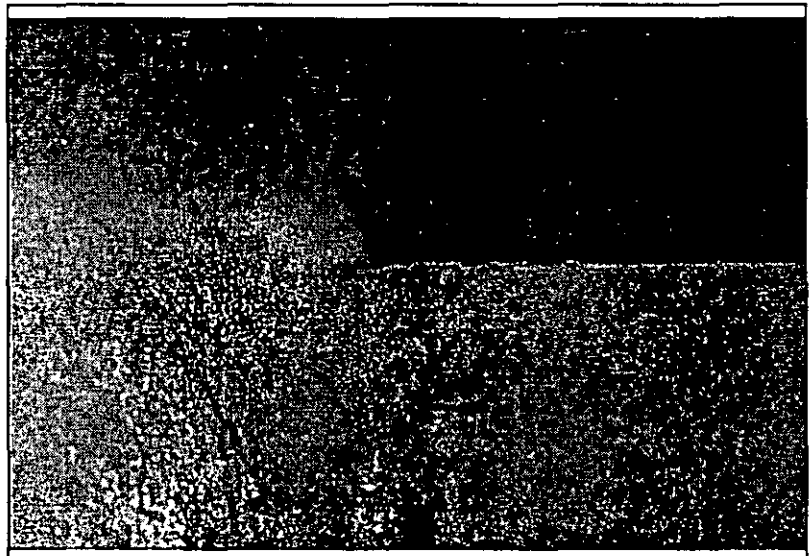
Fatigue cracks may also develop in the angle or the unstiffened web gap.



No. II-74

Fillet welds that wrap around end of plates should be inspected for cracks.

Undercutting of the plate can occur as the liquid metal flows across the edge of the plate.



No. II-75

Intersecting welds should also be examined for cracks.

Shrinkage stresses cause a tri-axial state of stress that can lead to fatigue cracking.



(END OF SESSION II)

**Inspection, Evaluation, and Rehabilitation  
of  
Steel Bridges Under Fatigue Stresses**

**FATIGUE ASSESSMENT**

Mexico City  
October 31, 1997

by

Peter B. Keating, Ph.D.  
Associate Professor, Civil Engineering Department  
Associate Research Engineer, Texas Transportation Institute  
Texas A&M University System  
College Station, Texas

No. III-1

This session will cover the fatigue assessment of steel bridge details.

Session III  
Fatigue Assessment

No. III-2

The session is divided into two subject areas:

- Fatigue Loads and Stresses
- Determining Remaining Fatigue Life

**FATIGUE ASSESSMENT**

- ✓ Fatigue Loads and Stresses
- ✓ Determining Remaining Fatigue Life

No. III-3

In any fatigue analysis, three parameters must be defined: member or detail fatigue strength, stress range the detail is subject to, and load frequency.

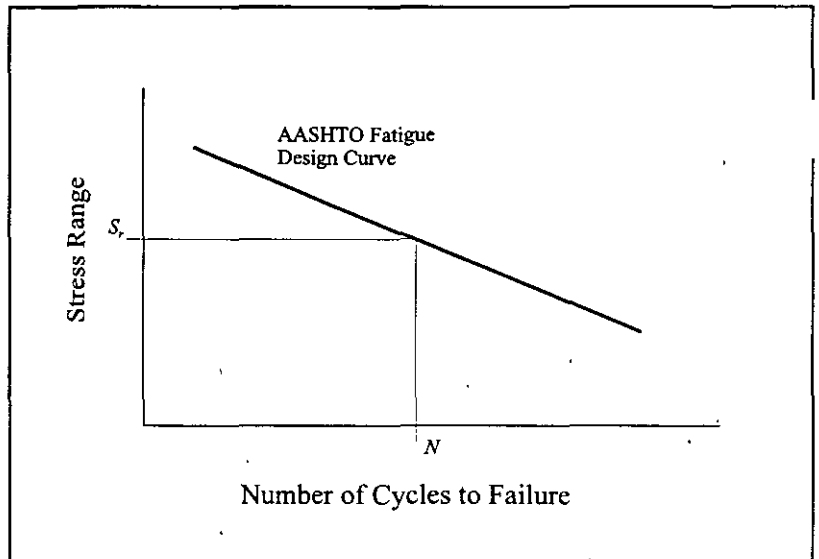
The fatigue strength is that defined by each detail category (Category A, B, C, etc.).

**BRIDGE DETAIL FATIGUE  
DESIGN CONSIDERATIONS**

- ✓ Fatigue Strength
- ✓ Design Stress Range
- ✓ Load Frequency

No. III-4

Note that for a given fatigue category, the AASHTO Fatigue Design Curve defines the failure, in terms of cycles, for a given stress range. The higher the stress range, the lower the number of cycles to failure.



No. III-5

The majority of the fatigue test data, on which the fatigue design provisions are based, is the result of constant amplitude loading.

In other words, the magnitude of the applied stress range was constant throughout the test until failure was reached.

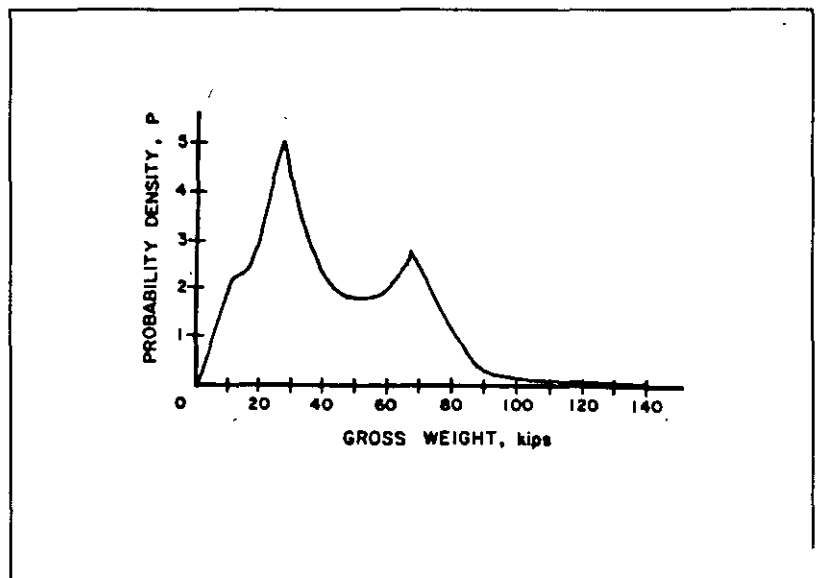
Actual loading conditions for bridges are variable in nature due to the variation of vehicle weights and different possible loading combinations.

Variable  
Amplitude  
Fatigue

No. III-6

Measurements of truck weights show a wide variation in values.

Note the double peak in the distribution.



No. III-7

The stress history at a particular detail or location caused by the passage of a single truck crossing a bridge is dependent on several factors: span length, bridge type, and member type and location.

As the span length increases, the affect of axle loading is attenuated.

Short spans or members load directly by the wheel will be subject to more than one stress cycle per passage.

No. III-8

Generally, stress histories or traces are composed of one or more primary cycles with superimposed smaller vibratory stresses.

For spans shorter than 40 ft, two individual stress cycles occur which correspond to the two axle groups for 4 and 5 axle trucks. For spans greater than 40 ft, a single complex cycle occurs.

Representative examples for stress histories in longitudinal primary members are shown.

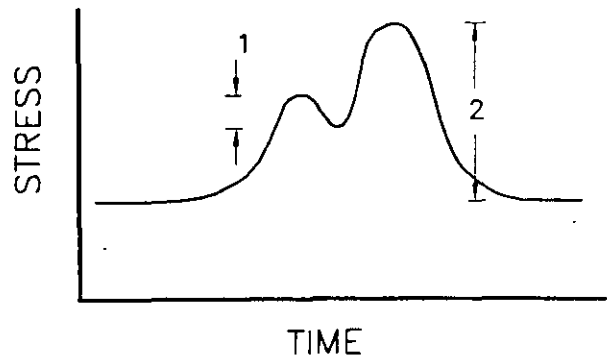
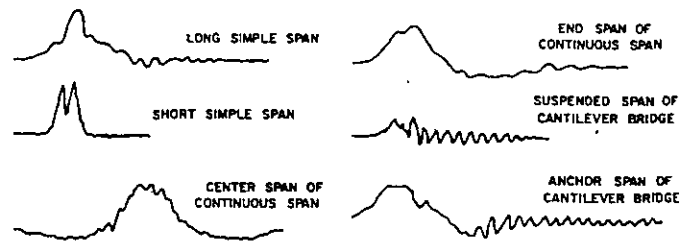
No. III-9

A complex stress cycle can be decomposed into a number of equivalent simple primary cycles.

The number being dependent upon the bridge type and span length, and varies between one and two cycles per vehicle.

**TRUCK STRESS CYCLE:**

- ✓ Span Length
- ✓ Bridge Type
- ✓ Member Type and Location

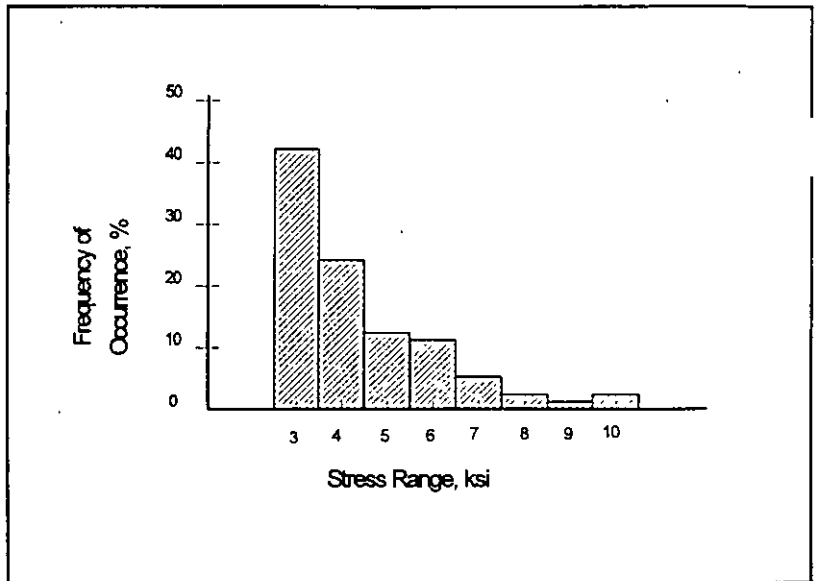


No. III-10

Numerous investigations have been conducted that deal with the measured response of bridges to truck traffic.

Stress range histograms have been developed for individual bridge details as well as composite histograms for a number of bridges.

The histogram is divided into a finite number of intervals and the number of stress cycles in each interval is given as a percentage of the total number of stress cycles measured.



No. III-11

The effects of variable amplitude loading are normally accounted for by applying a cumulative damage rule such as that suggested by Miner. An equivalent constant amplitude stress range or an effective stress range can be developed using Miner's rule.  $\alpha_i$  is the frequency of occurrence of stress range  $S_{r_i}$ . The use of an effective stress range not only allows the constant amplitude fatigue data and resistance curves to define variable amplitude load conditions but also to relate the fatigue damage occurring from an arbitrary load spectrum as a single stress parameter.

$$S_{r_e} = \left( \sum \alpha_i S_{r_i}^3 \right)^{1/3}$$

No. III-12

For the stress range spectrum previously shown, the effective stress range is computed as 5.0 ksi.

The fatigue damage cumulated by the application of the stress range histogram would be equivalent to that sustained from the same number of stress cycles applied at a constant stress range of 5.0 ksi.

Note that the relative damage caused by the application of each stress range interval is indicated by the values in the last column.

Interval i	$\alpha_i$ (%)	$S_{r_i}$ (ksi)	$S_{r_i}^3$	$\alpha_i S_{r_i}^3$
1	42.2	3.0	27	11.4
2	23.7	4.0	64	15.2
3	12.4	5.0	125	15.5
4	11.3	6.0	216	24.4
5	5.2	7.0	343	17.8
6	2.0	8.0	512	10.2
7	1.2	9.0	729	8.7
8	2.0	10.0	1000	<u>20.0</u>
				123

No. III-13

Continued research in the area of fatigue has focused on the extreme life region.

In the region of extreme life most of the stress cycles in a stress spectrum are below the constant amplitude fatigue limit.

It is this region of fatigue life that most bridge details and components are subject to and are inherently designed for.

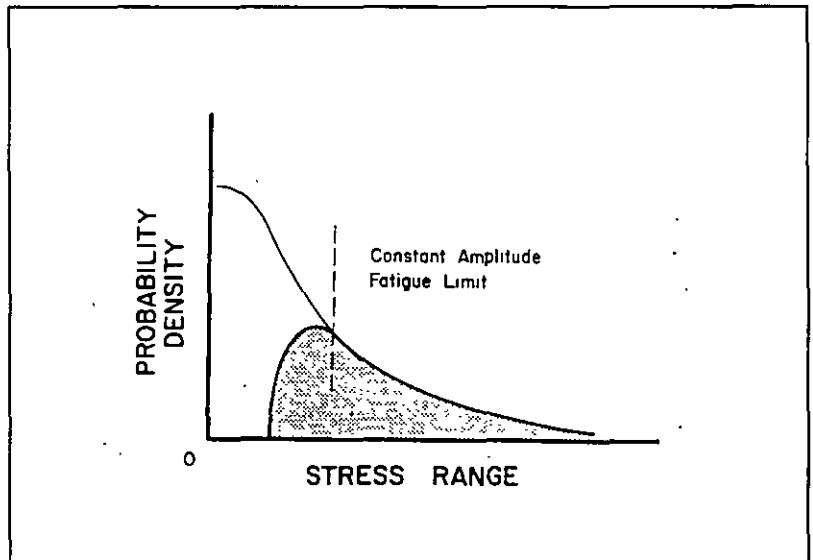
# EXTREME LIFE FATIGUE

No. III-14

As previously discussed, stress cycles below the Constant Amplitude Fatigue Limit do not cause fatigue crack growth under constant amplitude load conditions.

However, under variable amplitude loading, the larger stress cycles in the spectrum that are above the CAFL contribute to crack growth.

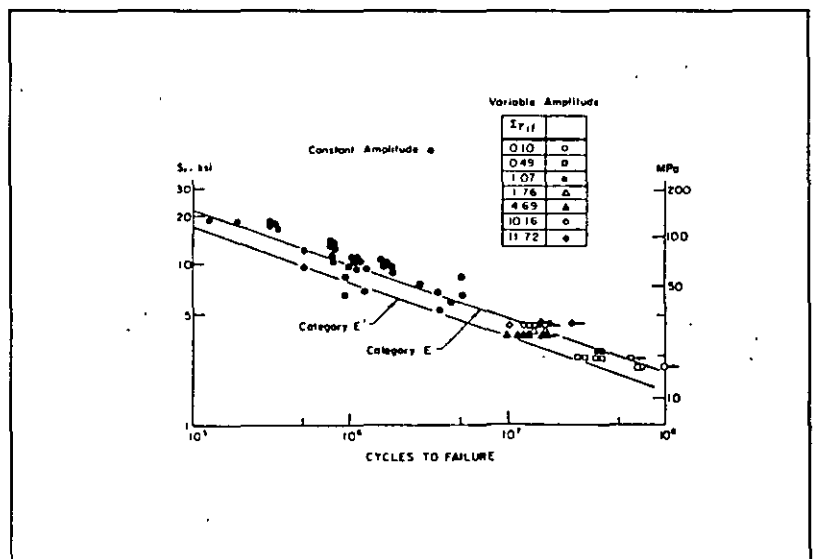
The growth of the crack causes the CAFL to decrease in magnitude until all stress cycles contribute to fatigue crack growth.



No. III-15

Test results from NCHRP test programs have concluded that if any of the stress cycles exceed the constant amplitude fatigue limit, fatigue crack growth is likely to occur.

This was found true for any exceedance rate of the Constant Amplitude Fatigue Limit or Fatigue Threshold.



No. III-16

In the extreme life region, the fatigue analysis or design of welded details subject to variable amplitude loading, requires that the maximum stress range be considered in addition to the effective stress range and the constant amplitude fatigue limit.

A maximum stress range above the constant amplitude fatigue limit can trigger fatigue crack growth.

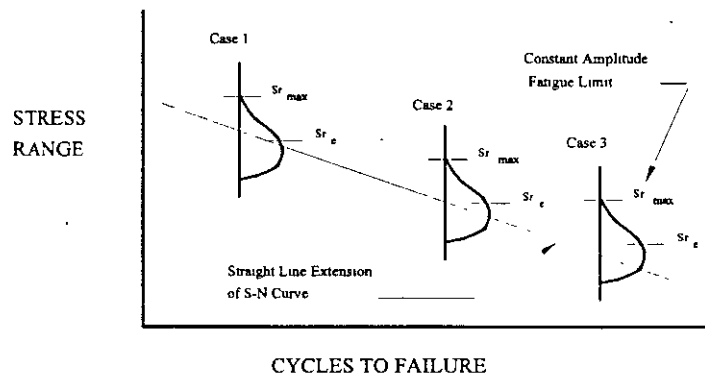
### EXTREME FATIGUE LIFE:

- ✓ Effective Stress Range
- ✓ Maximum Stress Range
- ✓ Constant Amplitude Fatigue Limit

No. III-17

Depending on the values of the effective stress range, the maximum stress range, and the constant amplitude fatigue limit, three different cases of fatigue limit can be encountered.

For the first two cases, crack growth is defined by the S-N curve and its straight-line extension below the constant amplitude fatigue limit. Only for the situation represented by the third case, in which no stress cycles exceed the constant amplitude fatigue limit, is it assured that no crack growth will occur.



No. III-18

This next section will cover fatigue assessment procedures.

## Fatigue Assessment Procedures



No. III-19

An AASHTO document, *Guide Specification for Fatigue Evaluation of Existing Steel Bridges* can be used to determine remaining fatigue life.

AASHTO  
*Guide Specification  
for  
Fatigue Evaluation  
of  
Existing Steel Bridges*

No. III-20

This document provides procedures for calculating the stress range at a detail.

Also procedures for calculating both the remaining mean fatigue life and the remaining safe fatigue life for the calculated stress range.

If the calculated fatigue life is found to be inadequate, options are provided to the Engineer.

*Guide Specification for Fatigue Evaluation of Existing Steel Bridges*

- ✓ Calculating Stress Range
- ✓ Calculating mean and remaining fatigue life
- ✓ Options if fatigue life is inadequate

No. III-21

The guide allows two methods for determining the stress range at a given detail, as shown.

Note that each detail that has been determined to be fatigue sensitive must be checked.

One can use strain gages for a period of time to determine the effective stress range. This provides a fairly accurate but expensive means of determining the stress condition.

STRESS RANGE CALCULATION

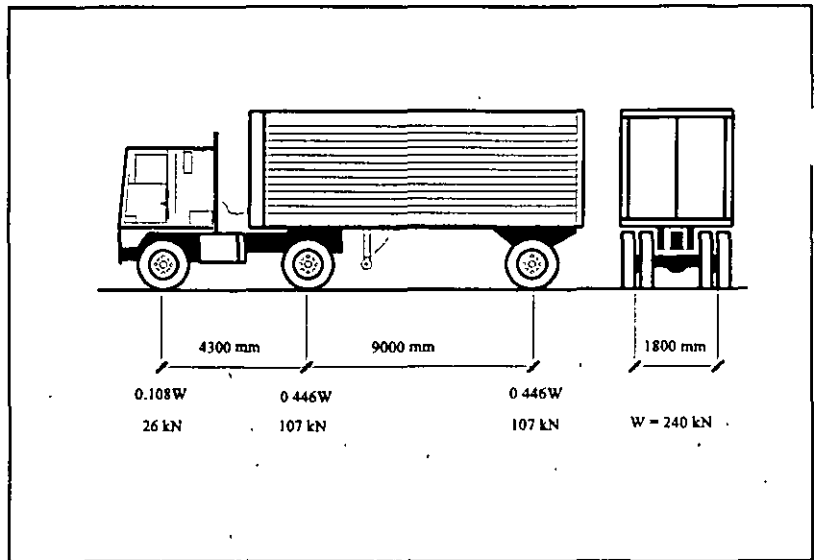
- ✓ Field Measurements
- ✓ Fatigue Truck

No. III-22

The fatigue truck, with a gross weight of 240 kN (54 kips) can be used to determine the stress range.

The weight of this truck is an estimate of the effective truck weight for the truck weight distribution in the United States.

The guide allows the weight of the fatigue truck to be adjusted based on knowledge of local conditions.



No. III-23

Other methods are allowed for determining the effective weight of the truck distribution at the bridge site.

This includes using weight-in-motion data.

To calculate the gross weight of the fatigue truck, use the effective weight calculation shown. This is similar to the effective stress range calculation shown previously.

### Calculated Effective Weight of Fatigue Truck

$$W = \left( \sum f_i W_i^3 \right)^{1/3}$$

where,

$f_i$  = fraction of gross weights within an interval

$W_i$  = midwidth of the interval

No. III-24

The effective weight of the fatigue truck may have to be increased to account for truck superposition (trucks side by side).

This may occur due to a traffic signal on or near the bridge side or at a bridge that is on a steep hill and has only two lanes (no passing).

The guide suggests an increase of 15 percent.

### TRUCK SUPERPOSITION

- ✓ Traffic Signal on or near the Bridge Site
- ✓ Two Lane Ridge Located on a Steep Hill

**Increase Weight by 15 Percent**

No. III-25

The effective weight of the fatigue truck must be increased to take into account the dynamic impact of the truck traffic since the stress range calculation assumes static conditions.

An increase of 10 percent is suggested unless special conditions warrant, such as poor joints or a rough road surface

The maximum impact factor is 30 percent.

## TRUCK IMPACT

- ✓ Increase Gross Weight of Fatigue Truck by 10 Percent
- ✓ Increase Higher if Special Conditions Warrant

$$10\% \leq \text{Impact Factor} \leq 30\%$$

No. III-26

The maximum moment range is calculated using the AASHTO line girder analysis method (same as design procedures).

A maximum axial force range instead of a moment range is calculated for truss members.

The guide provides distribution factors for different ridge types and configurations.

## AASHTO Line Girder Analysis

- ✓ Use AASHTO Line Girder Analysis to Determine Maximum Moment Range
- ✓ Maximum Axial Force Range for Truss Members
- ✓ Use Appropriate Distribution Factors

No. III-27

The calculated section modulus of the member should be adjusted for composite action.

If shear connectors were used, increase the effective section modulus by 15 percent for positive moment regions of bending.

Concrete decks designed without composite action should be checked for signs of separation (movement) between the deck and top of steel flange. Increase the steel section by 30 percent for positive bending portions of the moment range.

## MEMBER SECTIONS

- ✓ Composite Concrete Decks  
Increase Composite Section Modulus 15 Percent (positive bending)
- ✓ Noncomposite Concrete Decks  
Check for Composite Action

No. III-28

The fatigue evaluation procedure is reliability-based.

A reliability factor associated with the calculation of the stress range is determined.

A reliability factor for redundancy is determined.

A reliability factor for the effective truck weight determination is also used but is usually taken as 1.0.

### Reliability Factor

$$R_s = R_{SO} (F_{S1}) (F_{S2}) (F_{S3})$$

$$R_{SO} = \begin{array}{l} \text{Basic Reliability Factor} \\ 1.35 \text{ Redundant Members} \\ 1.75 \text{ Nonredundant Members} \end{array}$$

$$R_{Sn} = \begin{array}{l} \text{Factor for Procedure n} \\ 1.0 \text{ Unless Otherwise Specified} \end{array}$$

No. III-29

With the range due to the passage of the fatigue truck computed, it is first compared for infinite life conditions.

If the computed stress range is below the limiting stress range for infinite life, the detail is not susceptible to fatigue damage (primary stresses), and no further investigation is required.

The second check investigates whether a detail subject to compression will reverse into tension under a maximum load condition (2x fatigue truck).

### REMAINING LIFE

Infinite Remaining Life

$$R_s S_r < S_{FL}$$

or

$$2 R_s S_t < S_c$$

No. III-30

If infinite life does not exist, the remaining fatigue life is then calculated in years.

(See the *Guide Specification for Fatigue Evaluation of Existing Steel Bridges* for the details of this calculation.)

### Finite Life

$$Y_f = \frac{fK \times 10^8}{T_a C R_s S_r^3} - a$$

Where  $Y_f$  is the Remaining Fatigue Life in Years

No. III-31

The Detail Category Constants are obtained from a table (Table 3.3-1) after the detail category has been determined.

The Limiting Stress Range is also given in Table 3.3-1. These values correspond to the horizontal portion of the fatigue design curves.

Detail Category	Constant, K	S <sub>FL</sub> (MPa)
A	225	61
B	107	40
B'	55	30
C	40	25
D	20	18
E	9.6	11
E'	3.5	6.6
F	9.5	20

No. III-32

Depending on the type of bridge, its span length, and whether the member under consideration is longitudinal or transverse, more than one stress cycle may occur from a single truck passage.

Table 3.4-1 provides a simplified approach for determining the number of stress cycles.

The number from this table becomes the value of 'C' in the finite life equation.

Longitudinal Members	Span Length	
	> 12 m	≤ 12 m
Simple-Span Girders	1.0	2.0
Continuous Girders		
1) near interior support	1.5	2.0
2) elsewhere	1.0	2.0
Cantilever Girders	2.0	
Trusses	1.0	
Transverse Members	Spacing	
	> 6 m	≤ 6 m
	1.0	2.0

No. III-33

The present day average daily truck volume in the outer lane is calculated from the ADT at the site.

The outer (right) lane will see most of the truck traffic, hence the members supporting this lane will see the most fatigue damage.

$$T = (ADT) F_T F_L$$

No. of Lanes	F <sub>L</sub> 2-way	F <sub>L</sub> 1-way
1	---	1.00
2	0.60	0.85
3	0.50	0.80
4	0.45	0.80
5	0.45	0.80
6 or more	0.40	0.80

No. III-34

If the remaining fatigue life is inadequate (less than zero years) the guide provides options.

**Options if Remaining Life is Inadequate**

- ✓ Recalculate Life (alternate procedures)
- ✓ Restrict Traffic
- ✓ Modify Bridge
- ✓ Institute Inspection
- ✓ Retrofit (partial length cover plated beams)

**(End of Session III)**

**Inspection, Evaluation, and Rehabilitation  
of  
Steel Bridges Under Fatigue Stresses**

**REPAIR OF FATIGUE DAMAGED DETAILS**

Mexico City  
October 31, 1997

by

Peter B. Keating, Ph.D.  
Associate Professor, Civil Engineering Department  
Associate Research Engineer, Texas Transportation Institute  
Texas A&M University System  
College Station, Texas

No. IV-1

This last session will cover the repair of steel bridges for fatigue damage.

Session IV  
Repair  
of  
Fatigue Damaged  
Details

No. IV-2

The repair session will cover the following topics:

Repair Session

- ✓ Applicability of Repair Methods
- ✓ Criteria for Locating and Drilling Crack Tip Holes
- ✓ Detail Repair Procedures

No. IV-3

While properly designed and maintained bridge components will not require a need for repair or retrofit procedures, certain factors may lead to the necessity. A detail was used whose fatigue strength, at the time of design, was not considered or known. This is particularly true with bridge details that have been found susceptible to distortion induced stresses. Poor fabrication techniques resulted in defect sizes larger than those allowed by the current welding codes and implied by the AASHTO fatigue design curves. Initial design assumptions or considerations have changed, such as an increase in loading or fixity of joints due to poor maintenance. Load strengthening procedures may have resulted in fatigue sensitive details.

POSSIBLE CAUSES OF FATIGUE DAMAGE:

- ✓ Design and Construction Prior to Current Fatigue Provisions
- ✓ Initial Design Assumptions No Longer Valid
- ✓ Poor Fabrication, Large Initial Defects
- ✓ Poor Maintenance
- ✓ Damage During Construction or Service

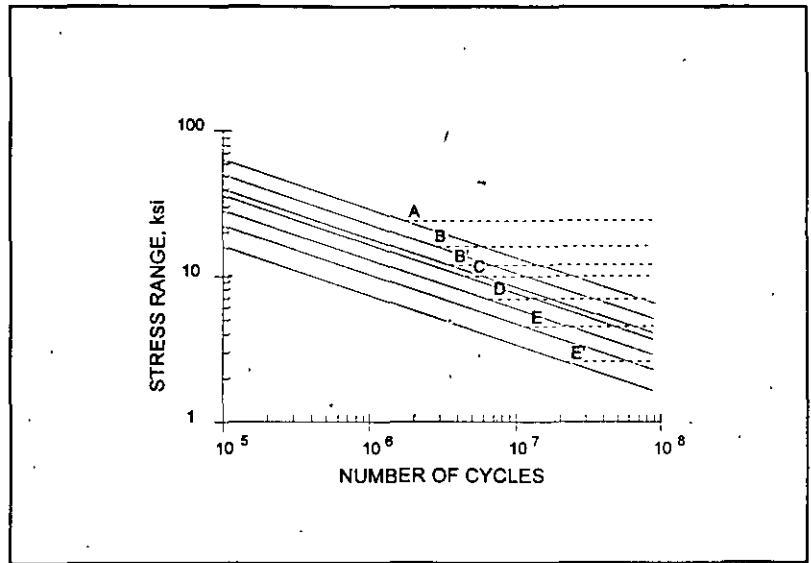


No. IV-4

Provided that the detail has been properly classified and both the stress condition and load frequency correctly calculated, fatigue cracking should not occur.

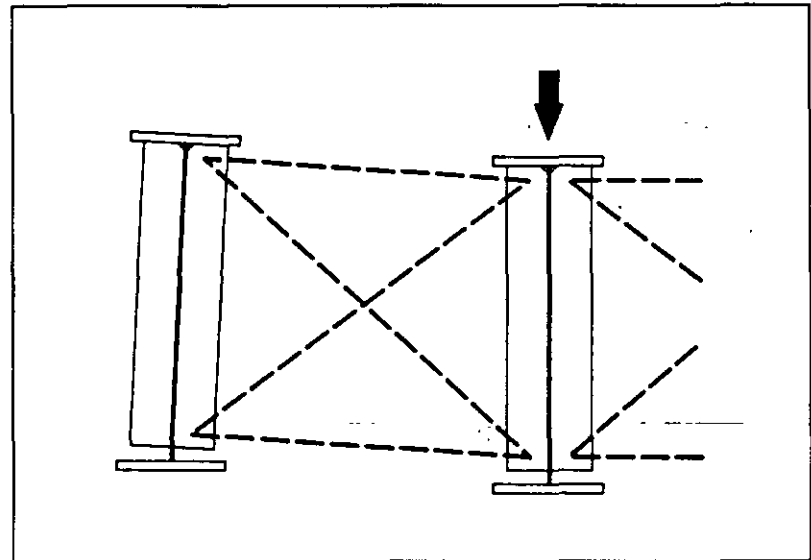
Shown are the current AASHTO fatigue design curves.

Few, if any, AASHTO Category C type details or higher have cracked in service due to primary stresses. Most of the reported fatigue damage due to primary stresses has been at Category E and E' type details.



No. IV-5

The majority of fatigue damage that has been detected in the United States can be attributed to distortion, primarily at unstiffened web gap at the ends of diaphragm connection plates.



No. IV-6

Prior to the development of any repair procedures, the source of the fatigue cracking must be determined.

The cause of the cracking will determine which type of repair procedure is available.

Without properly identifying the cause of the cracking, the probability of the repair procedure working is reduced.

**DETERMINE SOURCE OR CAUSE OF THE CRACKING**

- ✓ Primary Stresses
- ✓ Secondary Stresses

No. IV-7

The applicability of a given repair procedure will depend on several factors as outlined. The retrofit procedures for fatigue damage caused by primary or load-induced stresses are different from those used to retrofit cracking resulting from secondary stresses. A less extensive retrofit procedure can be used if the structure is to be replaced. Any corrective measure that cannot be inspected with any reliability will require a higher confidence in its success. In most cases, a bolted retrofit will be more desirable over a welded repair due to the difficulties that can be encountered with field welding. Most welded repairs will require the structure or the lanes immediately above the repairs to be closed to traffic.

No. IV-8

Welding is the easiest type of repair, but one must be confident in the fracture toughness of the material.

Give preference to fillet welds over groove welds. Fillet welds are the easiest type of weld to produce. An important consideration for field welding. May require closure of the bridge to traffic or at least the lane or lanes of traffic immediately above the repair. Fillet welding the end of a connection plate to the flange to control distortion induced fatigue is a good application. Welded repairs will require certified welders and inspectors.

No. IV-9

Most fatigue repairs are bolted due to the possible problems with welded repairs.

Properly installed bolted connections have a fatigue strength defined by AASHTO Category B.

Some bolted repair procedures can become quite extensive.

Can be used to repair fractured cross sections.

Bolt can add redundancy to the structure.

## APPLICABILITY OF REPAIR PROCEDURE:

- ✓ Type of Stress Causing the Cracking
- ✓ Remaining Service Life
- ✓ Frequency and Thoroughness of Inspection Program
- ✓ Anticipated Quality of Repairs
- ✓ Traffic Control

## WELDING

- ✓ Easiest Type of Repair
- ✓ Must Know Fracture Toughness of Base Material
- ✓ Give Preference to Fillet Welds
- ✓ Welding Difficult During Traffic
- ✓ Requires Certified Welders and Inspectors

## BOLTING

- ✓ Bolts Must Have Proper Preload For Desired Fatigue Resistance
- ✓ Can Become Quite Extensive And Expensive
- ✓ May Add Desirable Redundancy to the Structure

No. IV-10

Weld toe grinding can be used to remove shallow fatigue cracks and to extend the fatigue life of undamaged details. Grinding the weld toe reduces the geometrical stress concentration, thus improving the fatigue strength. In addition, the small shrinkage crack that is usually present in the weld toe is removed. This is the crack initiation site for the fatigue crack. A pencil or rotary burr grinder can be used. Rotation of the grinding element must be in the direction of the applied stress. Abrupt changes in surface profiles must be avoided. Grinding should not expose the root of a weld. Fatigue cracks can develop from the weld root.

### WELD TOE GRINDING

- ✓ Improve Weld Toe Profile
- ✓ Removes Shallow Cracks or Extends Fatigue Life of Uncracked Details
- ✓ Use Pencil or Rotary Burr Grinder

No. IV-11

Peening the toe of a fillet weld can improve the fatigue life of an existing detail.

Similar to grinding, the increased fatigue strength is a result in the reduction of the geometrical stress concentration. Peening also superimposes a compressive residual stress on the tensile residual stress resulting from the welding. Peening has been used to repair shallow fatigue cracks (less than 3/16 in.), but accurate crack depth estimations are required as well as continued inspection.

### PEENING

- ✓ Mechanically Deform Weld Profile
- ✓ Imposes Compressive Residual Stress
- ✓ Can Arrest Shallow Cracks

No. IV-12

This next section will look at criteria for locating and drilling holes at fatigue crack tips.

In placing the drilling holes, the primary concern is that the crack tip is removed from the web plate. Therefore, proper location of the crack tip is essential prior to the drilling.

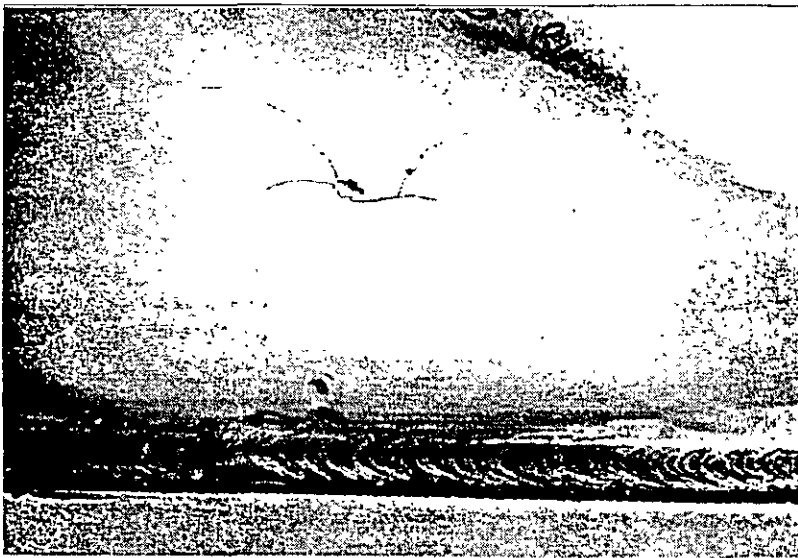
### DRILLED HOLE CRITERIA

No. IV-13

Locating the crack tip should be done by blast-cleaning the surrounding area to remove all paint and foreign matter. Crack growth may be more extensive than that revealed through the paint film.

Grinding to remove the paint should not be used since this process plastically deforms the surface of the plate and may prevent proper location of the crack tip.

Dye penetrant should be used and the crack tip clearly identified.

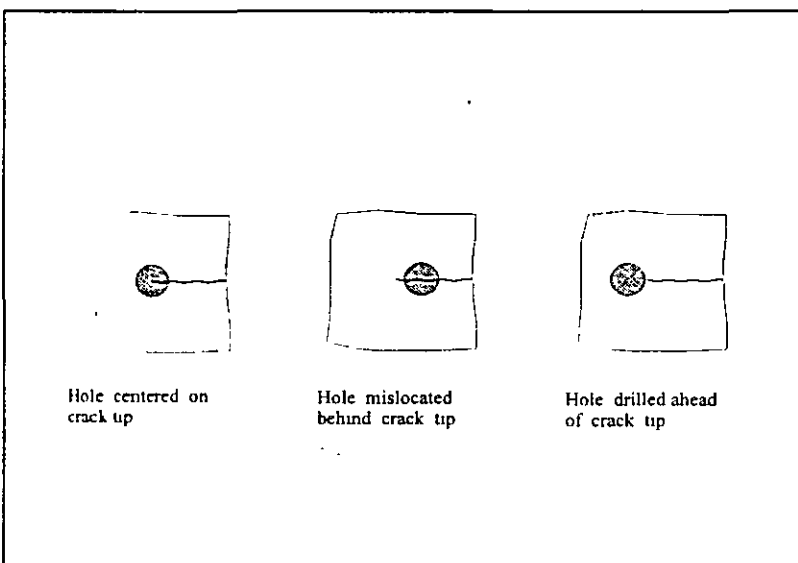


No. IV-14

Proper location of the crack tip is essential. If the crack is not properly located and the hole is drilled behind the crack tip, an additional stress concentration is provided by the hole, increasing its propagation rate.

It has been suggested that the crack tip be located on the inside circumference of the hole to ensure that the crack intersects the hole.

However, it is recommended that the center of the hole be positioned at the crack tip to reduce the overall length of the finished crack and minimize the web section loss.



No. IV-15

Research has indicated that crack reinitiation from the hole is prevented by satisfying the relationship shown.

The equation can be put into a more usable form by letting L be equal to the total length of the retrofitted crack (perpendicular to the stress field) or 2a and letting φ be equal to the hole diameter or 2ρ. By making the proper substitutions and rearranging to solve for the required hole diameter

$$\frac{\Delta K}{\sqrt{\rho}} = 1.5 \sqrt{F_y} \left( \frac{\Delta K}{\sqrt{\rho}} = 4 \sqrt{F_y} \right)$$

where ΔK is the stress intensity range or:

$$\Delta K = S_r \sqrt{\pi a_r}$$

No. IV-16

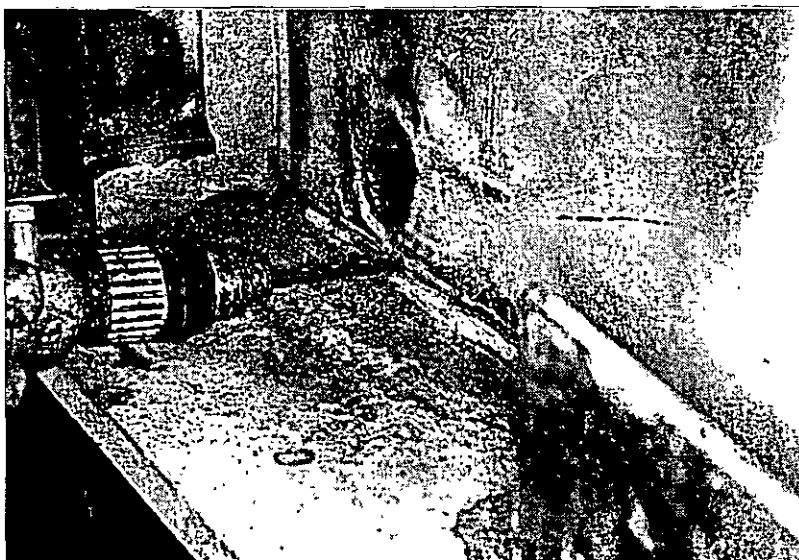
Strain measurements of in-service bridges have indicated that the stress range seldom exceeds 6.0 si. Therefore, for plates having yield stress of 36 ksi, a diameter between 3/4-in. and 1.0-in. is usually sufficient. It may be more practical to specify hole diameters of 13/16-in. and 1-1/16-in. since drill bits of these sizes are used for high-strength bolts and are commonly on hand. Larger diameter holes should be avoided to minimize the web cross section loss.

$$\phi \geq \frac{S_r^2 L}{35 F_y} \left( \geq \frac{S_r^2 L}{5 F_y} \right)$$

No. IV-17

Once the paint in the vicinity of the fatigue damage has been removed and the crack tips have been accurately located by dye penetrant, location of the hole centers should be clearly marked

First, 6 mm (1/4 in.) pilot holes should be drilled using a hand drill to aid in properly placing the final hole.

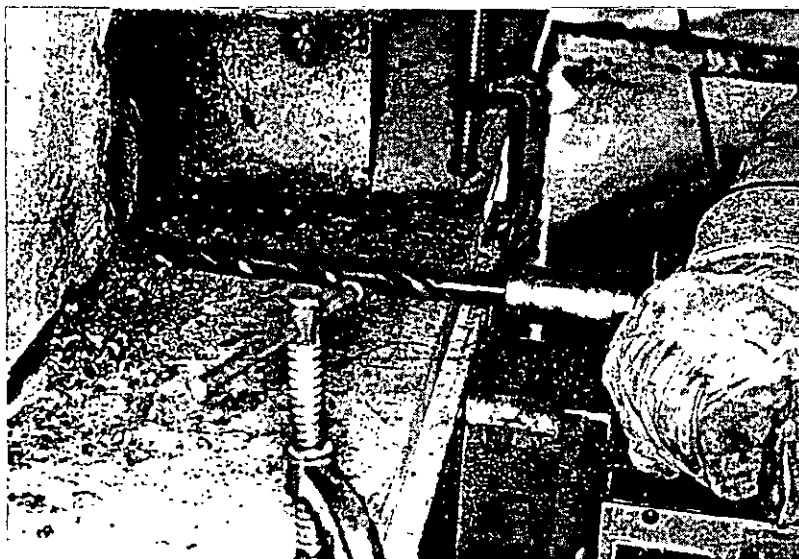


No. IV-18

Full diameter holes should then be drilled by first positioning the drill bit in the pilot hole.

This photograph also shows the use of a structural angle clamped to the flange.

The outstanding leg provides an adequate surface for the base of the magnetic drill.

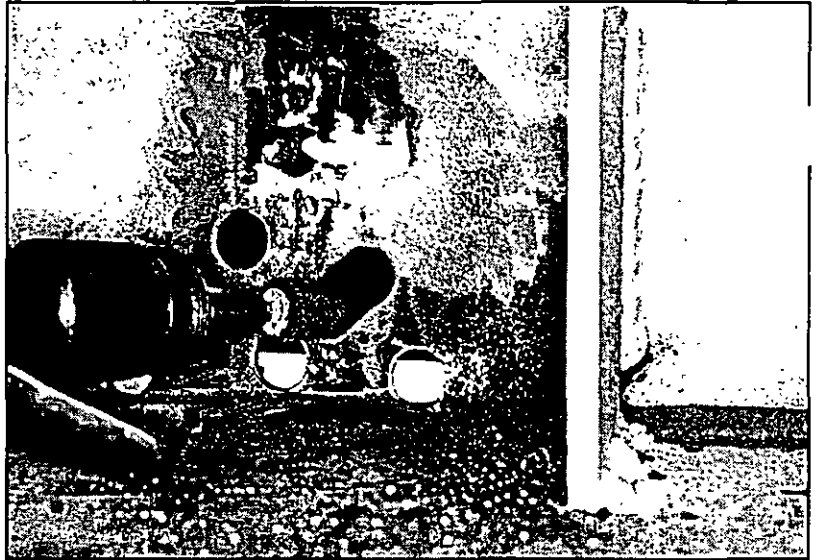


No. IV-19

Once all holes are drilled to their final diameter, both sides of the web plate should be ground smooth using a rotary grinder to remove any burrs from the drilling operation.

Each hole should then be ground smooth using a die or rotary burr grinder.

Once all the grinding is complete, a final dye penetrant inspection should be performed to insure that all cracks have been arrested.



No. IV-20

A factor not considered in the development of the equation for the drilled hole diameter is the method of hole preparation and degree of finish given to the hole.

This is more important than simply satisfying the equation. If burrs or rough edges remain after the drilling operation, crack initiation may occur due to the stress risers.

All drilled holes should be ground and surfaced to a polished finish.

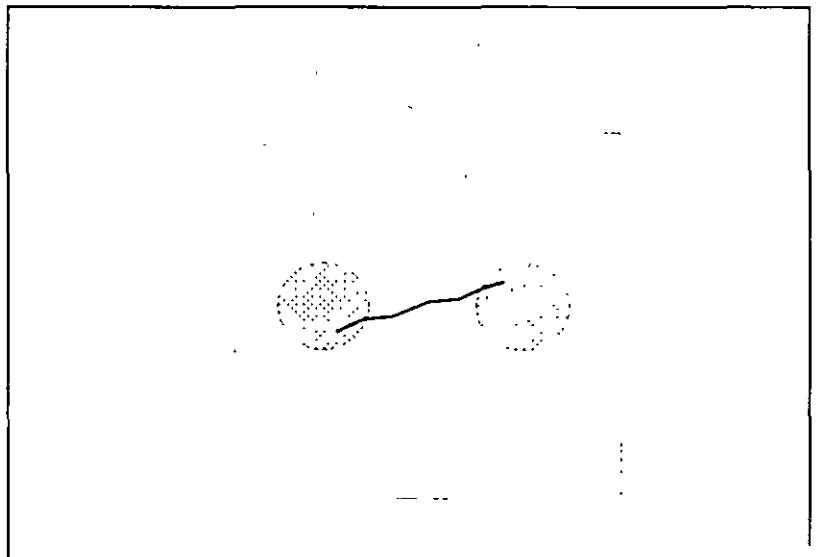
### HOLE FINISHING

- ✓ As Important as Hole Diameter
- ✓ Avoid Any Stress Risers Such as Burrs
- ✓ Polish Smooth
- ✓ Dye Penetrant Inspection

No. IV-21

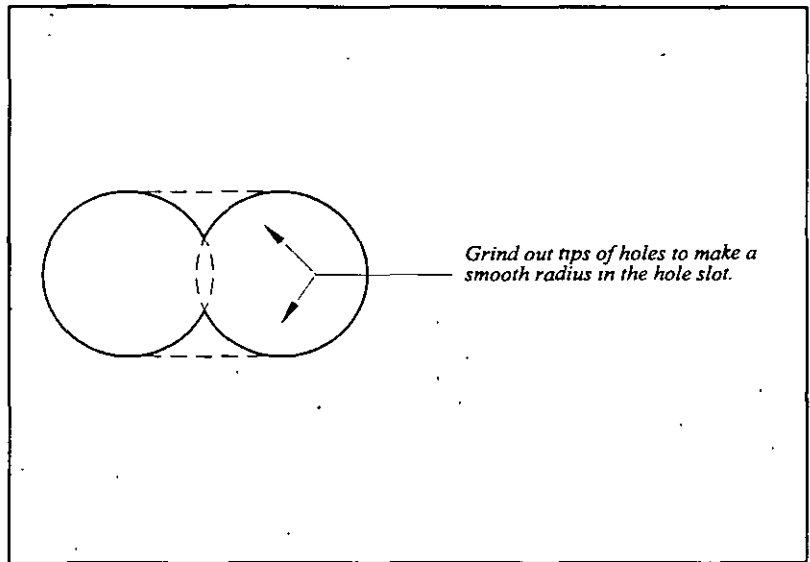
Adjacent holes should be aligned to minimize the area of steel taken out of the cross section of the web plate.

This may require drilling the holes off center from the crack tip, as shown schematically



No. IV-22

If holes overlap each other, the sides of the slots should be ground smooth to an ANSI 500 finish, removing any drill-through cutting edges

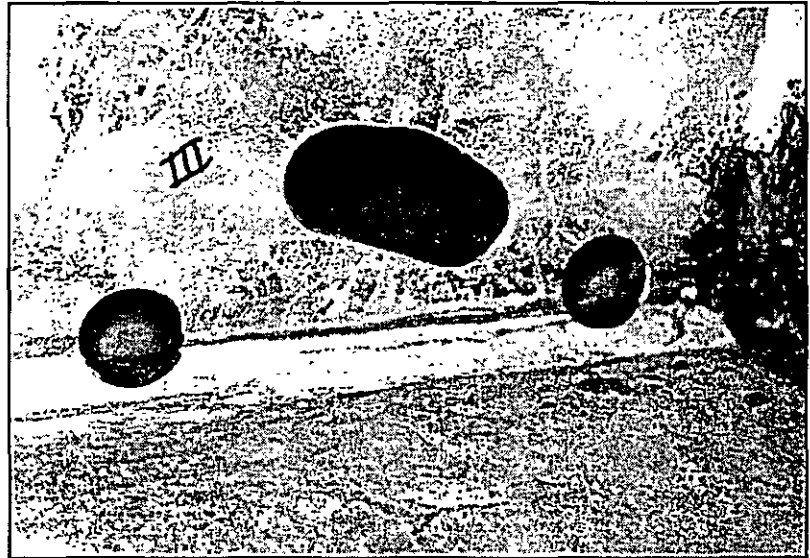


No. IV-23

If two adjacent holes overlap or leave a narrow ligament, the holes should be combined into one oblong shaped hole

Again, all surfaces should be ground to a smooth finish.

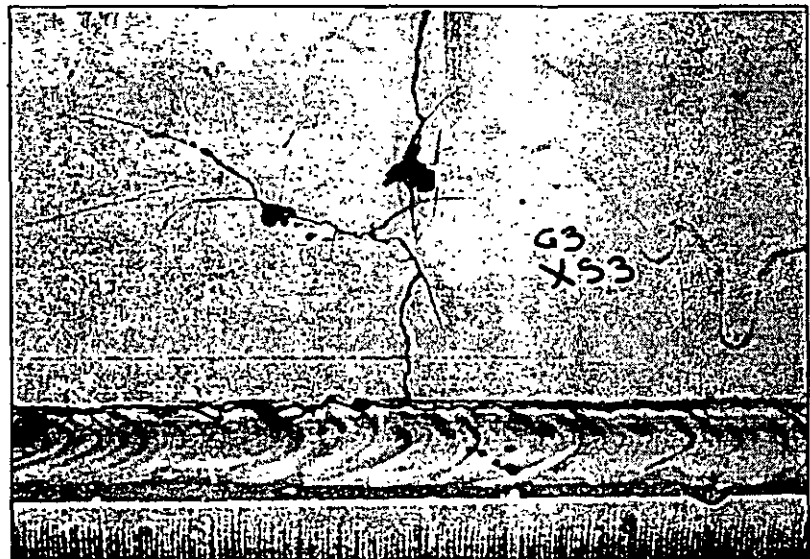
Note the smooth finish given to these hole edges.



No. IV-24

As discussed later, irregular cracks, like the one shown in the toe of the web-to-flange weld, should be examined carefully.

Reinitiation into the tension flange could occur even though holes were drilled at both ends of the crack.



No. IV-25

This section will focus on the repair of specific details.

The repair methods may be applicable for both fatigue cracking or for fatigue life improvement.

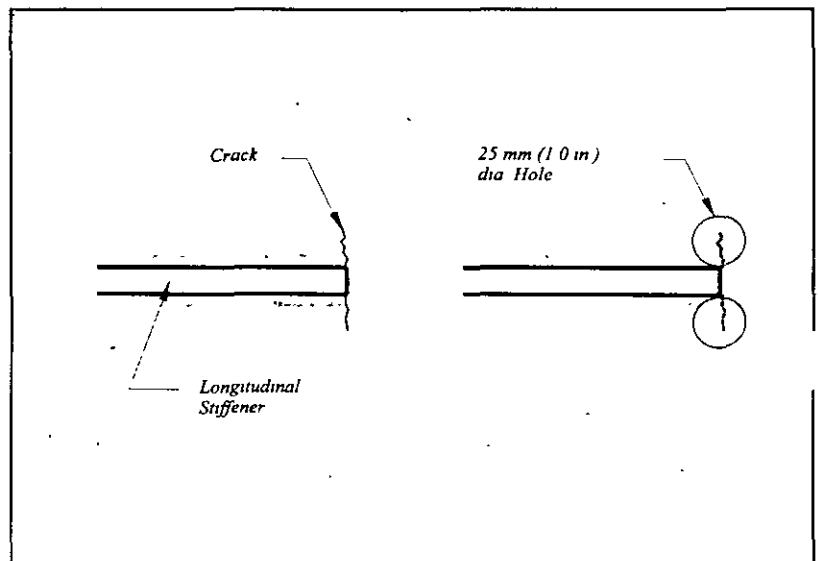
## DETAIL REPAIR PROCEDURES

- ✓ Longitudinal Stiffener Terminations
- ✓ Cover Plate Terminations
- ✓ Lateral Gusset Plates
- ✓ Web Penetrations
- ✓ Coped Beams
- ✓ Lack-of-Fusion Planes
- ✓ Removal of Tack Welds
- ✓ Riveted Members
- ✓ Unstiffened Web Gaps

No. IV-26

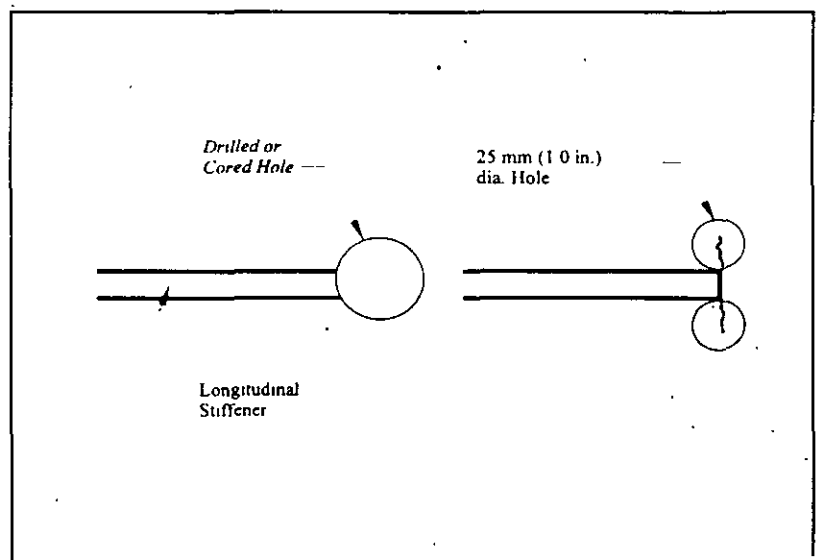
### LONGITUDINAL STIFFENER TERMINATIONS

The stress concentration at the end of longitudinal stiffeners may cause fatigue cracks to develop. A pair of drilled holes can be used to remove the fatigue damage and prevent any further crack growth. The holes should be sized accordingly and drilled close to the stiffener in order to minimize the section loss in the web plate. If a crack is detected on only one side of the stiffener plate (top or bottom), a pair of holes is still required since crack growth will eventually occur on the other side due to the increased stress.



No. IV-27

If a fatigue life assessment indicates that the longitudinal stiffener is susceptible to fatigue damage but no cracking has yet to be detected, holes can be drilled to intercept future crack growth.

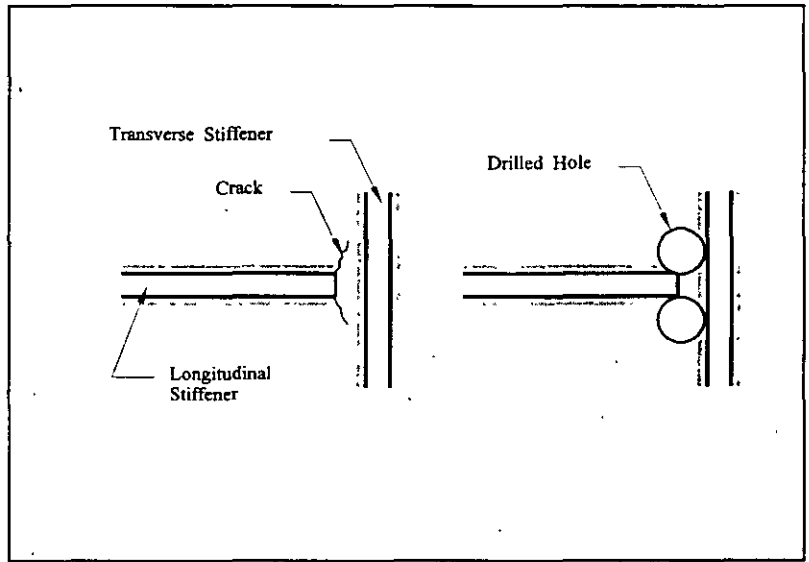




No. IV-28

Where longitudinal stiffeners have been interrupted by transverse stiffeners or connection plates, the repair scheme shown can be used.

An important consideration here is that the drilled holes be able to intercept any cracks propagating up or down the toe of the vertical fillet weld.

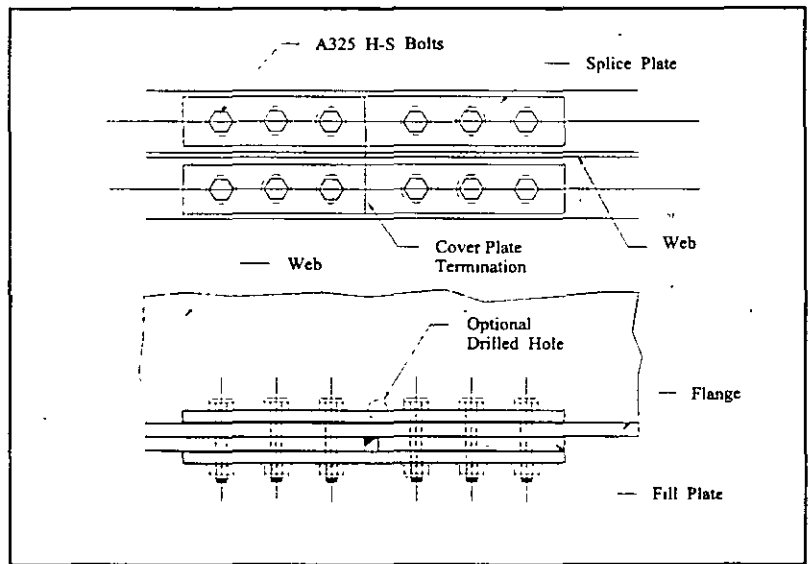


No. IV-29

COVER PLATE TERMINATIONS

Cover plate terminations that have fatigue cracked will require a bolted splice in order to restore the cross section back to its original capacity.

A double splice plate places the high-strength bolts in double shear, thereby improving the fatigue behavior. Splice plates should be sized assuming a cracked cross section at least to the original neutral axis. A hole should be drilled through the web, directly above the cover plate termination to intercept any future crack growth. Allow adequate tolerances around the plate edges for future inspections.



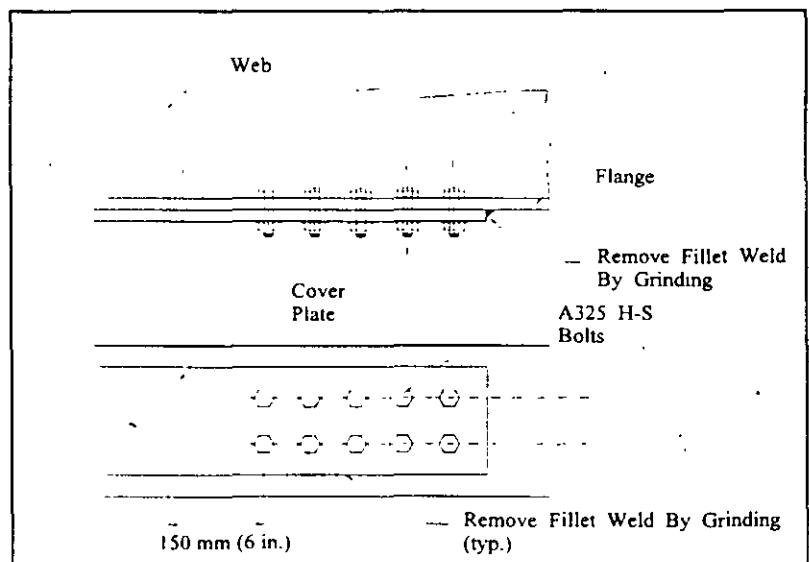
No. IV-30

It has been suggested that uncracked cover plate terminations can be improved by the detail shown.

The existing fillet weld is removed by grinding and the end bolted with high strength bolts.

Effect on the fatigue behavior of any cutting oil in between the plates is unknown. This detail does not work for cracked terminations.

The fatigue strength of uncracked cover plate terminations can be improved by weld toe grinding or peening.

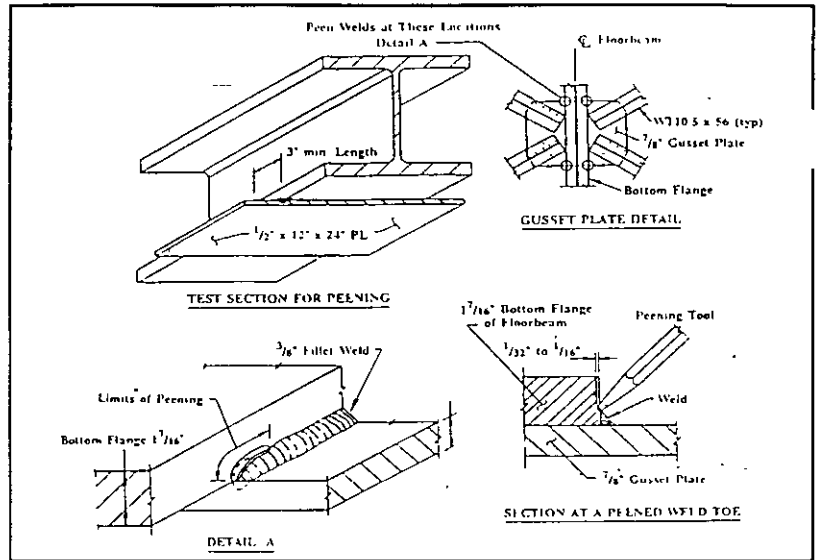


No. IV-31

### LATERAL GUSSET PLATES

If cracks have not been detected at the terminations of the longitudinal fillet welds but a fatigue assessment indicated that the fatigue life has been exhausted, peening of the weld can improve the fatigue life.

A more costly option would be to remove the gusset plate by grinding out the welded and reattaching by bolting. The flange plate should be thoroughly inspected for cracks after grinding. The gusset plate should be positioned to avoid covering the ground area to aid in future inspections.

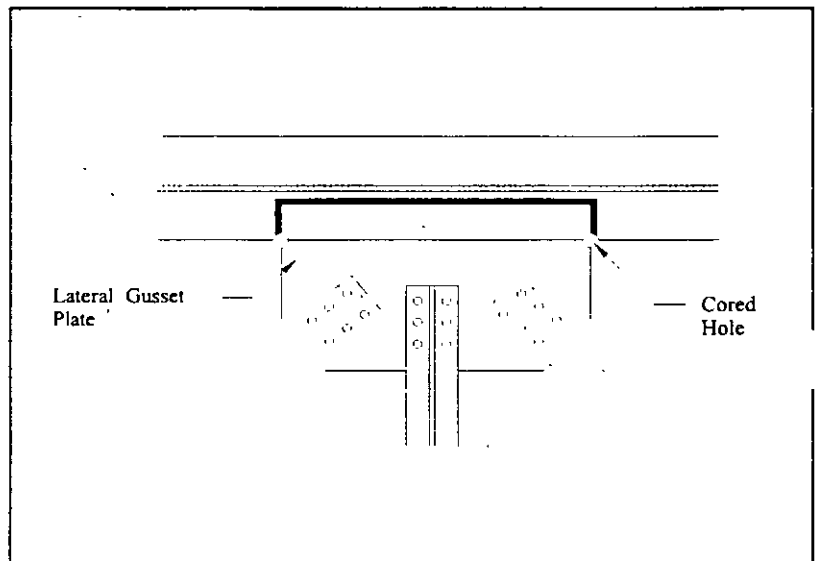


No. IV-32

If cracks have developed but are still relatively short, the damaged areas can be cored out and the stress concentration reduced.

This procedure can also be used at truss gusset plates.

Fatigue damaged gusset plates welded to web plates require repair procedures similar to those used for longitudinal stiffener terminations.



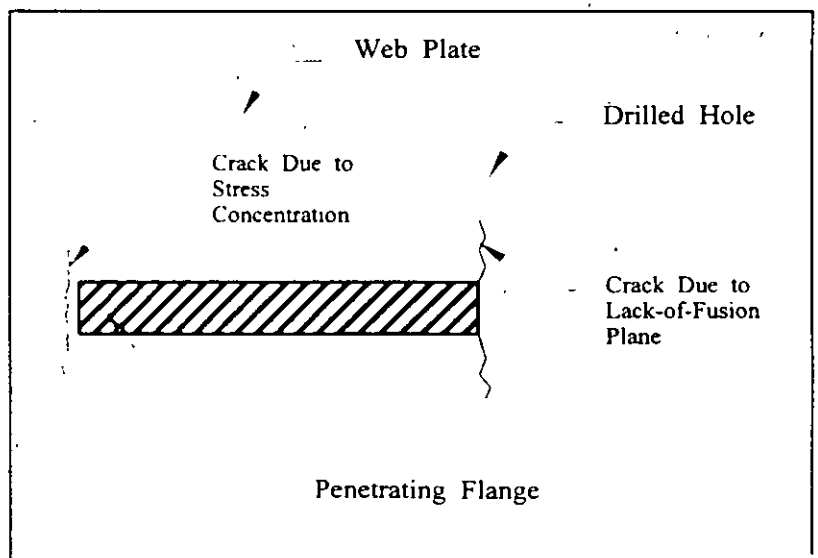
No. IV-33

### WEB PENETRATIONS

Cracking that occurs at the sealing weld of web penetrating flanges can be arrested by hole drilling

Cracking may occur from the lack-of-fusion plane between the web plate and flange or in the weld toe due to the stress concentration (the flange acts as a large, thick attachment with respect to the web plate).

The drilled holes are usually sufficient in themselves.



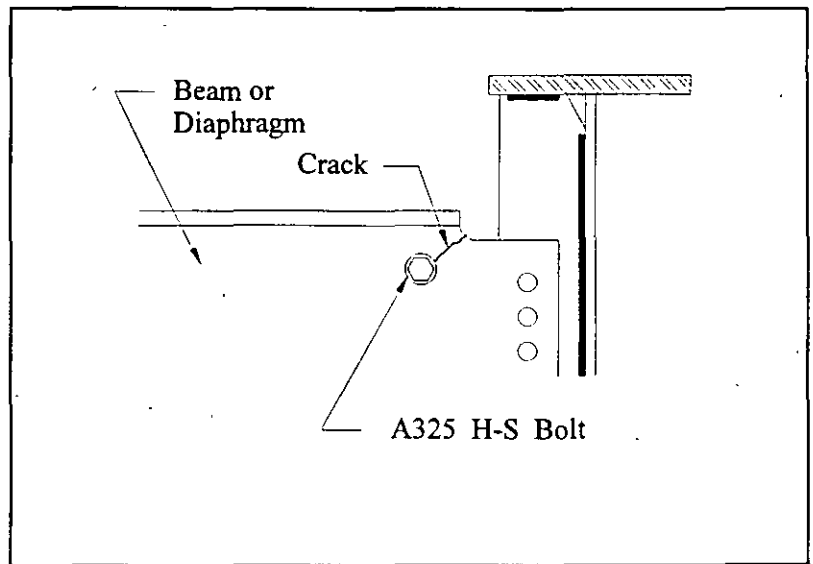
No. IV-34

### COPED BEAMS

Cracks that develop at re-entrant corners of coped flanges can be repaired by drilling a hole at the crack tip and installing a high-strength bolt.

The preload in the bolt imposes a compressive stress around the hole circumference which helps to suppress further crack growth.

This type of repair is successful when the distortion level is relatively low, such as with diaphragms.

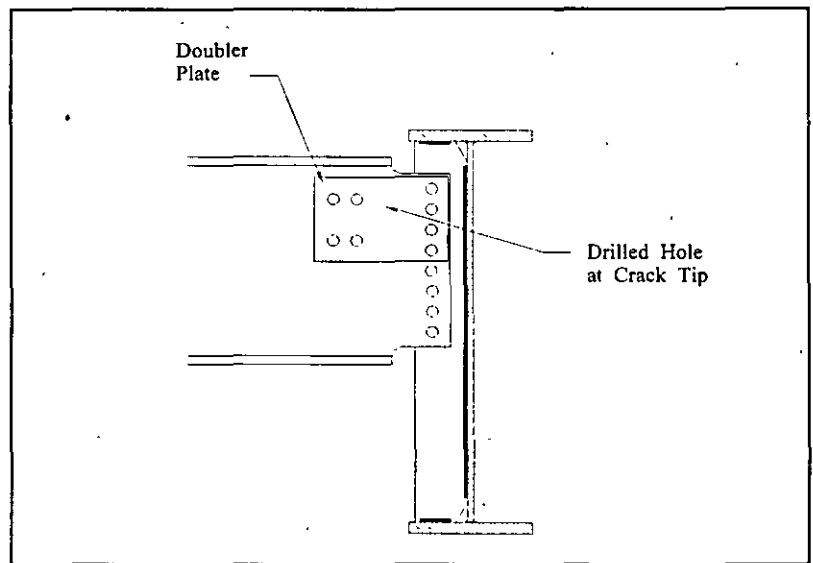


No. IV-35

When the distortion level is relatively high, such as the case with floorbeams, a doubler plate bolted to the web is required.

The increased bending stiffness reduces the bending stresses driving the fatigue cracking.

Prior to the doubler plate installation, the existing fatigue crack must be arrested by hole drilling.



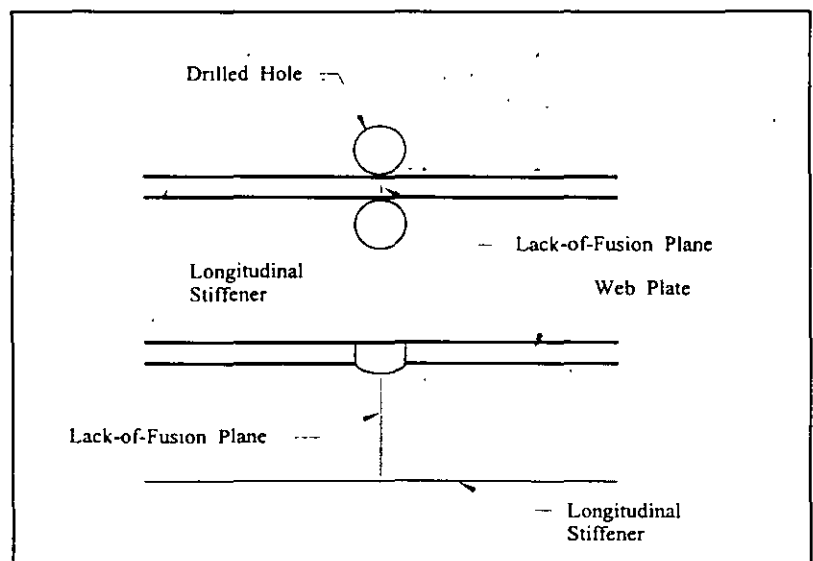
No. IV-36

### LACK-OF-FUSION PLANES

Lack-of-fusion planes located in elements designed as non-loadcarrying may develop fatigue cracks.

Hole drilling will arrest this type of cracking.

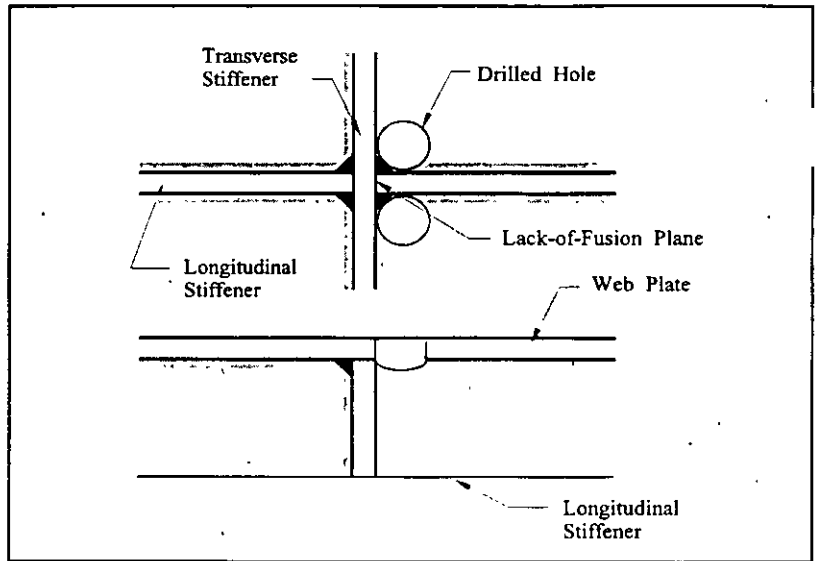
Shown is the repair procedure for a lack-of-fusion plane occurring in a longitudinal stiffener.



No. IV-37

When the longitudinal stiffener is interrupted by a transverse stiffener or connection plate, a lack-of-fusion plane may exist.

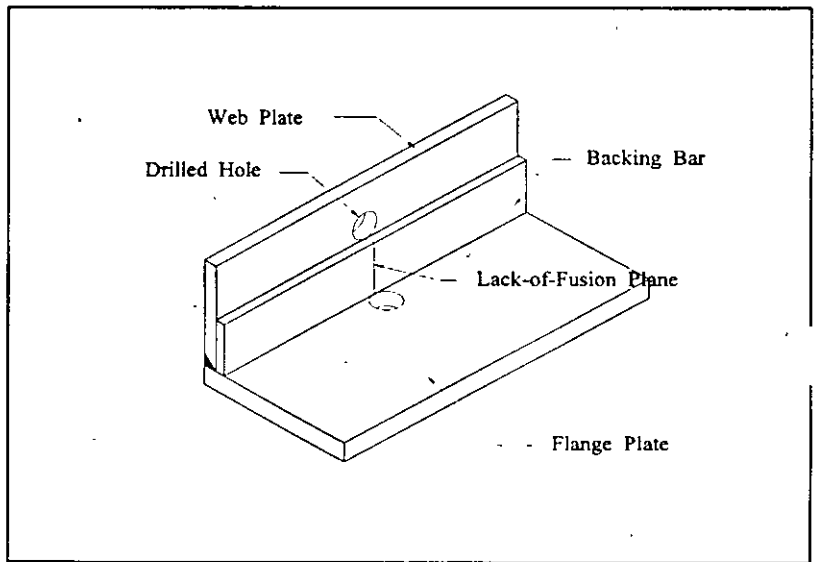
Here, the crack will eventually follow the toe of the vertical weld. Therefore, the drilled hole must be properly placed.



No. IV-38

Lack-of-fusion planes in backing bar are a problem.

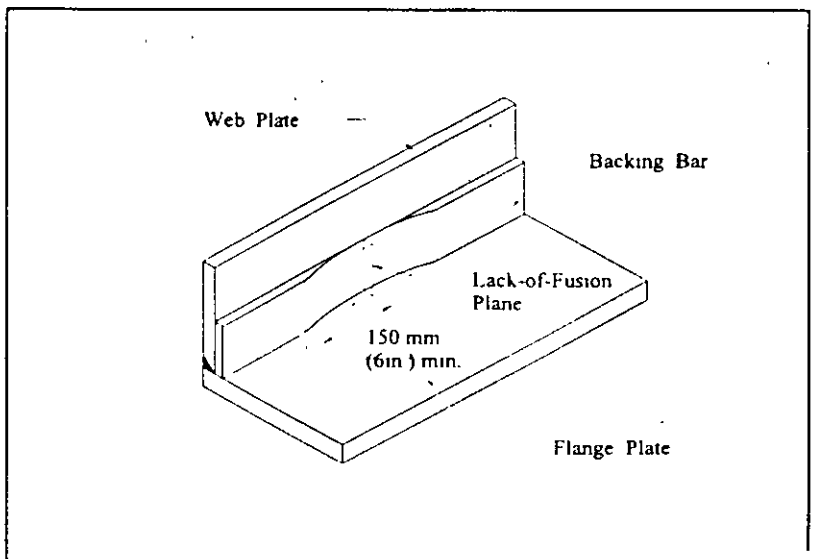
Again drilled hole can arrest a developing fatigue crack.



No. IV-39

If the reduction of area due to the drilled holes cannot be tolerated, the lack-of-fusion plane and backing bar can be ground out as shown.

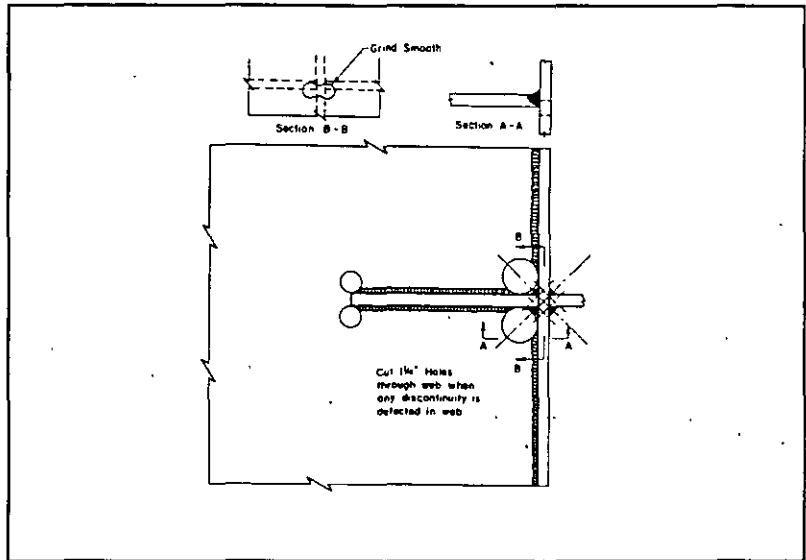
This is difficult and expensive to do.



No. IV-40

Lack-of-fusion plane can also occur at the intersection between lateral gusset plates and transverse stiffeners or connection plates.

The placement of the drilled holes isolate any developing fatigue cracks.



No. IV-41

REMOVAL OF TACK WELDS

Tack welds that are located in tension zones and determined to be fatigue sensitive should be removed by grinding.

Tack welds can be detrimental to the fatigue life of the structure due to their relatively small size which can result in low fracture toughness because of the quenching effect. After the tack weld is removed, the ground surface should be inspected by dye penetrant to insure that the shrinkage crack that can form around the toe of the weld is removed.

### TACK WELDS

- ✓ Remove by Grinding  
(rotary or pencil grinder)
- ✓ Leave Shallow Concave Finish
- ✓ Inspect with Dye Penetrant  
(or Magnetic Particle)

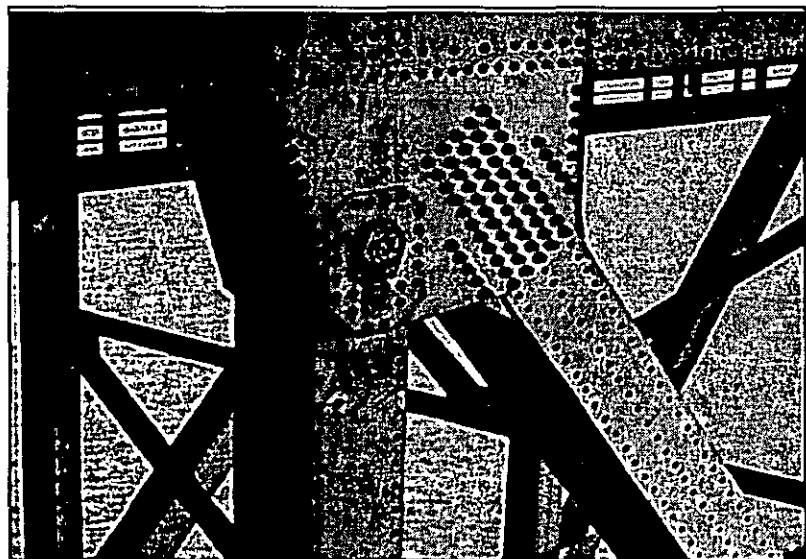
No. IV-42

RIVETED MEMBERS

Riveted members that develop fatigue cracks may require replacement if the cracking is extensive.

Isolated cases of cracking can be repaired by the installation of high-strength bolts.

While the fatigue strength of rivets is classified as AASHTO Category D, built-up riveted members are classified as Category C due to the internal redundancy provided that the rivets are tight.

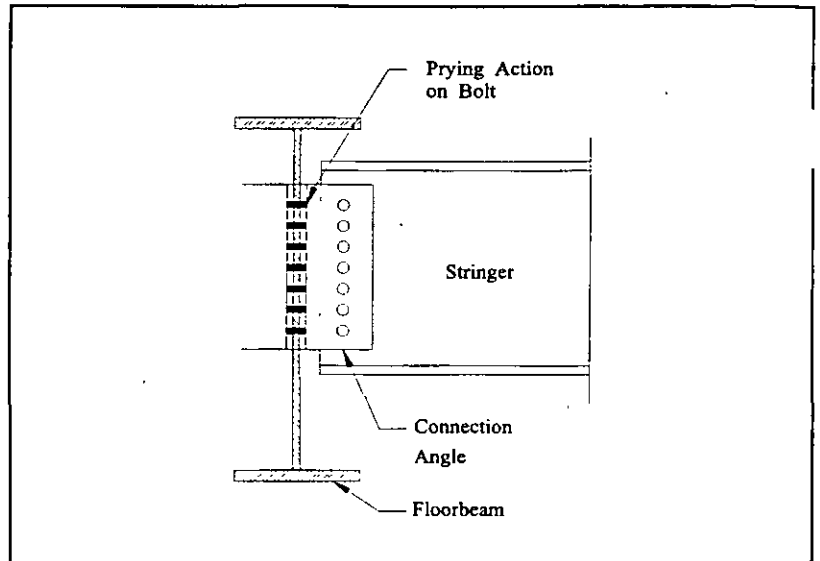


No. IV-43

Prying action may cause the upper rivet to fatigue crack in shear type connections.

Leaving the hole open will increase the rotational flexibility of the connection and reduce the prying action on the remaining rivets.

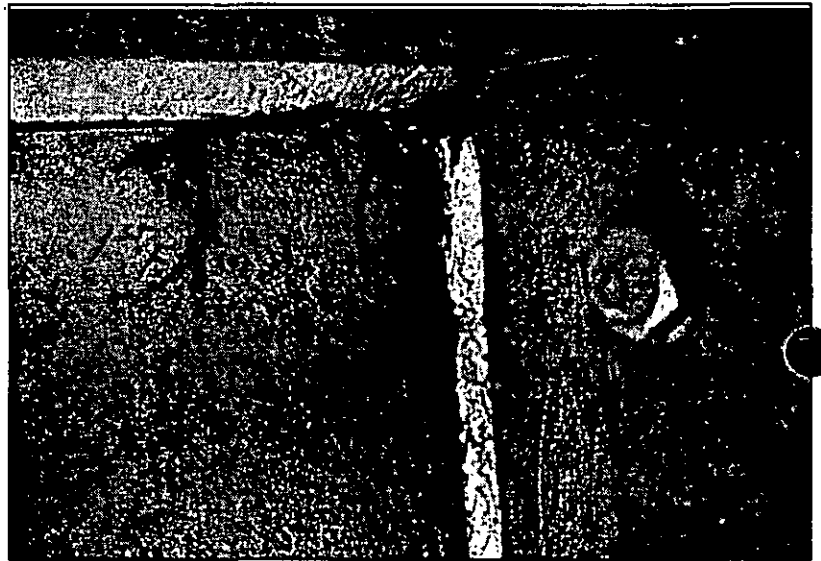
Check shear capacity requirements.



No. IV-44

### UNSTIFFENED WEB GAPS

Turning our attention to repairing fatigue damage at unstiffened web gaps.



No. IV-45

Prior to any permanent repair solution, holes should be drilled at the crack tips to stabilize the cracks against further crack growth or fracture.

Initially, the cracks are driven by the distortion stresses. But as the cracks increase in size and possibly change direction, they are influenced more and more by the primary stresses.

Therefore, holes must be drilled at all crack tips.

Once the crack tip holes have been drilled, several options exist.

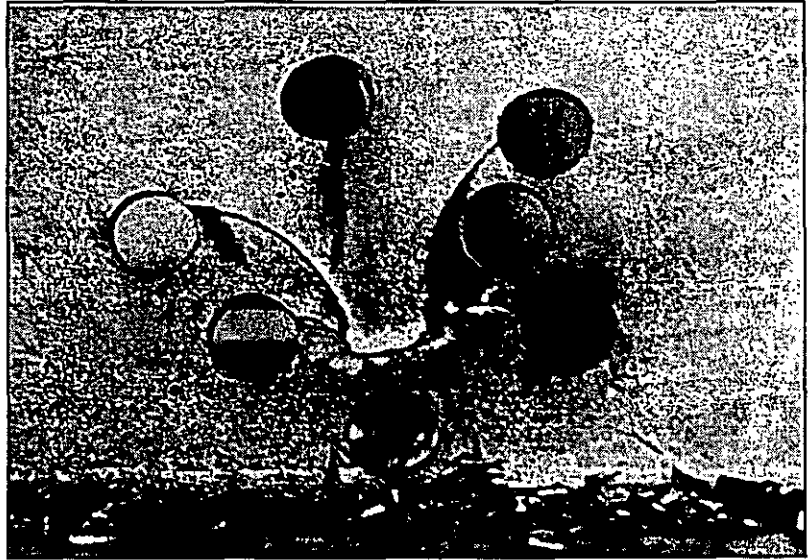
- 1) DRILL HOLES AT CRACK TIPS
- 2) OPTIONS:
  - Rely on Increased Flexibility of Holes.
  - Remove Source of Distortion, e.g., Diaphragms
  - Increase Web Gap Length
  - Welded or Bolted Rigid Attachment

No. IV-46

Sometimes, just drilling the holes provide enough flexibility in the web gap to reduce the distortion stresses to an acceptable level.

It is difficult to predict when this will happen.

This first option is viable if frequent inspection is available. When little or no follow-up inspection is available, the last option should be used.



No. IV-47

### DIAPHRAGM REMOVAL

A second option is to permanently remove the diaphragms from the bridge. By removing the diaphragms, the driving force behind the cracking is also removed.

The Texas Department of Transportation (TxDOT) funded a study that investigated the removal of diaphragms from a bridge near Midland, Texas.

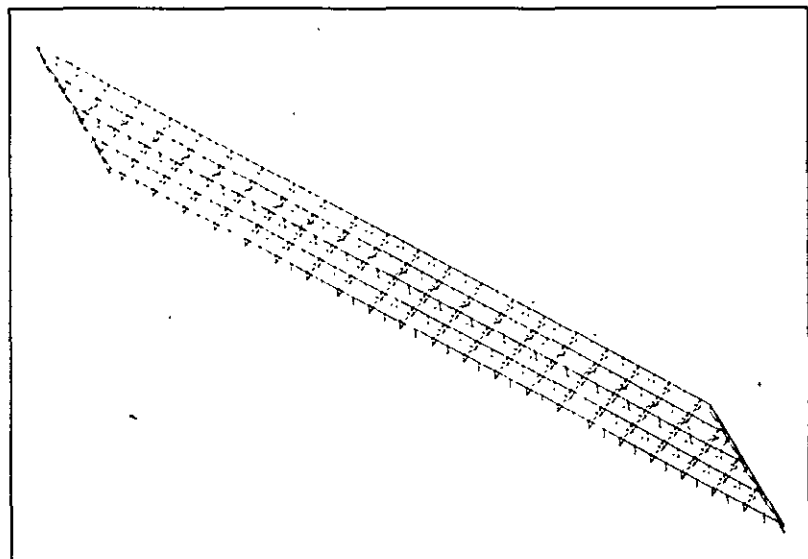


No. IV-48

Shown is the finite element model of a bridge (as-built condition) used to study this procedure. The bridge had a 30 degree skew.

Cross frame diaphragms were spaced every 4.57 m (15 ft.) Unstiffened web gaps existed at the ends of all connection plates at the tension flange.

The cross frames themselves were poorly designed resulting in fatigue cracking in the individual members.



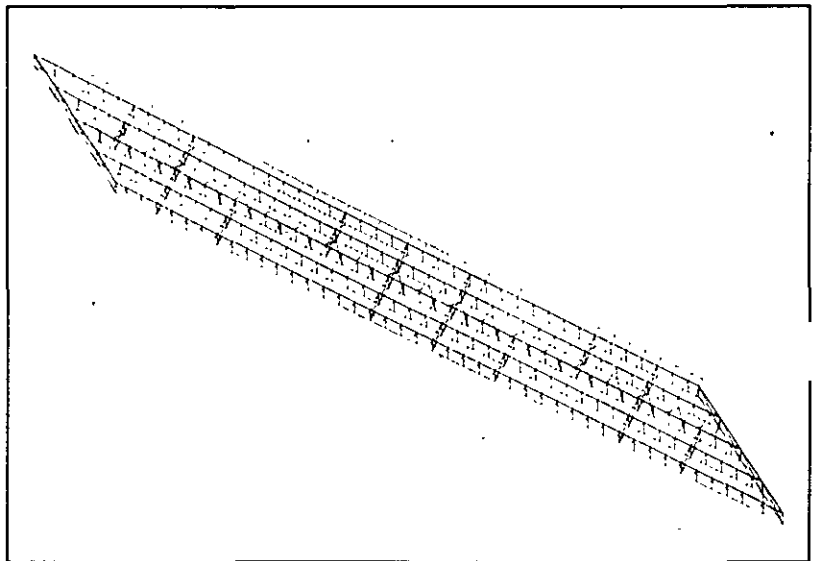
No. IV-49

Shown is a view of the underside of the bridge with the original cross frame diaphragm configuration.



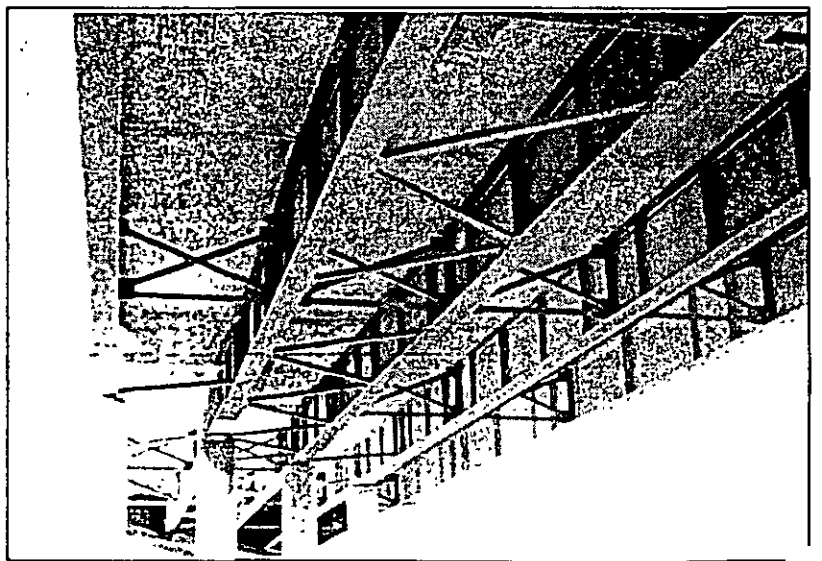
No. IV-50

Shown is the finite element model of the bridge with most of the diaphragms removed except in the positive moment region of bending.



No. IV-51

A view with the staggered diaphragm configuration.



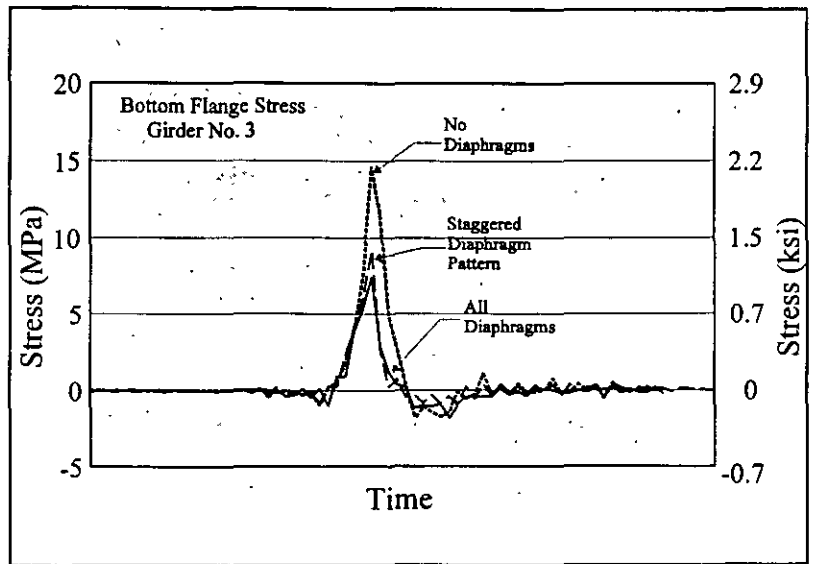


No. IV-52

Three sets of strain measurements were recorded in order to verify the predicted changes in flange stresses: as-built, all diaphragms removed, and staggered diaphragm pattern.

The changes in the bottom flange stresses were small between the as-built and staggered diaphragm pattern conditions.

The bottom flange stresses nearly doubled when all the diaphragms were removed from the structure.

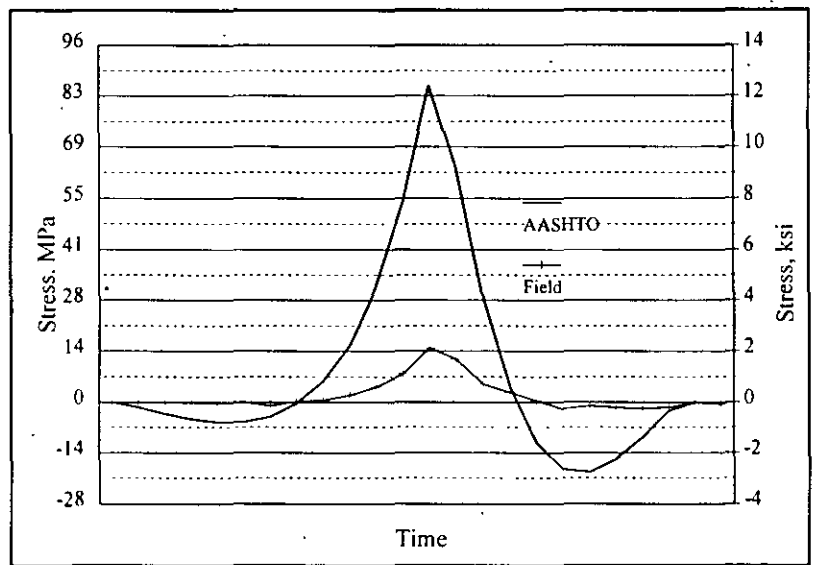


No. IV-53

However, when the measured stresses from the staggered diaphragm pattern are compared to the design stresses, all changes in stress levels become insignificant.

Presently, the option of diaphragm removal must be made on a case by case basis. Continued research is focused on parametric studies to help generalize the contributions of diaphragms and to determine when they can be removed.

Note that temporary diaphragms may be needed if the bridge is redecked since the top compression flange would be unsupported.

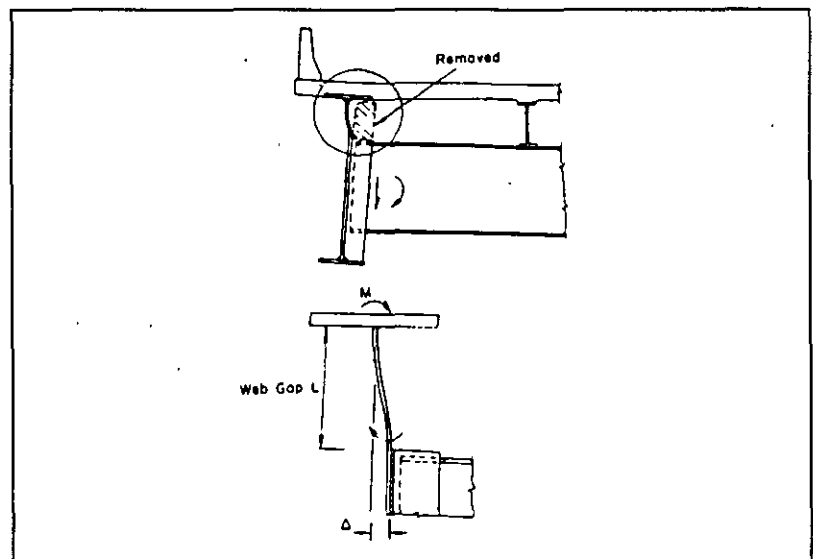


No. IV-54

Increased web gap length

One possible solution to distortion-induced web cracking is to remove a portion of the connection plate in order to increase its flexibility and reduce the web gap bending stresses.

The problem with this approach is that the increased flexibility increases the deformations in the web gap, resulting in bending stresses of similar magnitudes.



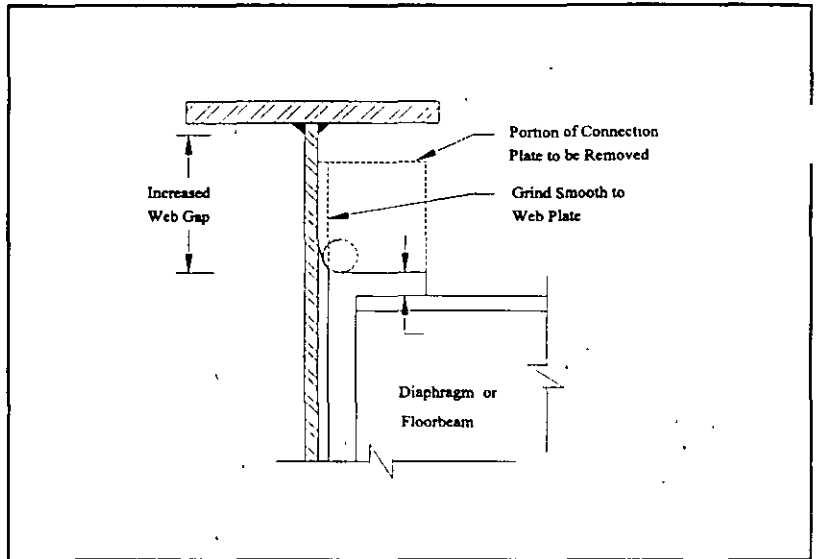
84

No. IV-55

Shown is a close-up view of the web gap with the end of the connection plate removed and the weld ground smooth.

It is difficult to predict when this type of repair will work given all the parameters involved, many of which are unknown. This type of repair is successful when the distortion level does not increase as the stiffness of the connection decreases with increasing web gap length.

Note that if a stiffener exists on the other side of the web plate, it too must be removed.



No. IV-56

Given is a procedure for increasing the web gap length by cutting back the end of the connection plate.

**PROCEDURE FOR INCREASING WEB GAP LENGTH**

1. Drill 38 mm (1-1/2 in.) diameter hole through connection. Position as close to web plate as possible.
2. Flame-cut end of connection plate using drilled hole as terminus. Vertical cut should not be closer than 6 mm (1/4 in.) from the web to prevent gouging of the plate.
3. Grind remaining weld metal and plate flush with web plate.
4. Transition drilled hole to web plate by grinding.
5. Smooth drilled hole to remove burrs.
6. Inspect web plate and hole for defects using dye-penetrant.

No. IV-57

Shown is the web plate after the stiffener has been cut away and prior to grinding.

Note that if care is not taken, the web plate itself can be gouged.

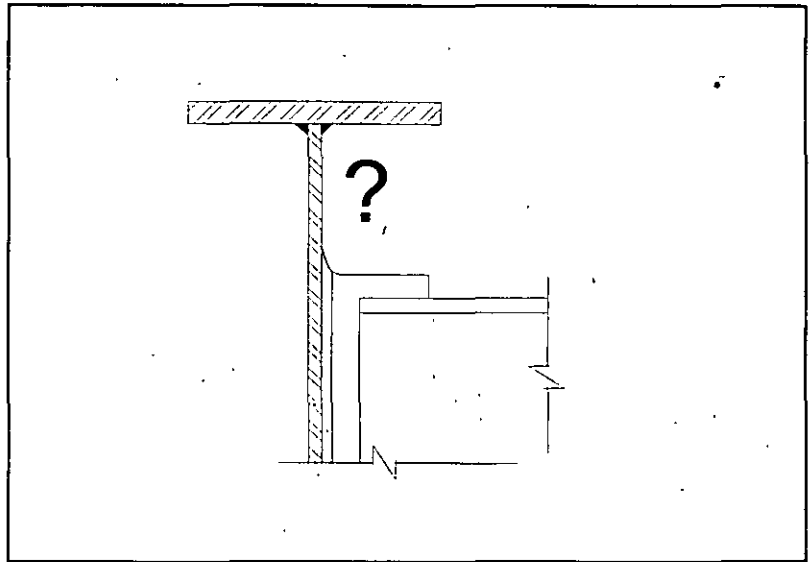


No. IV-58

A problem with this type of repair is that once it is performed, several of repair options are no longer available.

If it were found through observations or strain gaging that the distortion level was not significantly reduced, the next alternative would be a rigid attachment. However, this type of repair is now difficult to make since the end of the connection plate has been removed.

If the connection plate also serves as a web stiffener, web crippling may be a problem and must be checked.

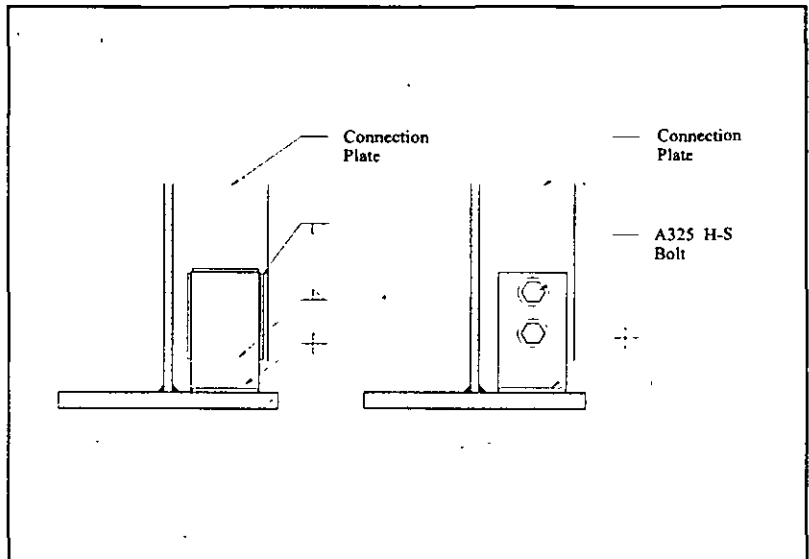


No. IV-59

### WELDED ATTACHMENTS

A cut-short connection plate can be rigidly attached to the flange by using an extension plate. The end of the extension plate is fillet welded to the flange.

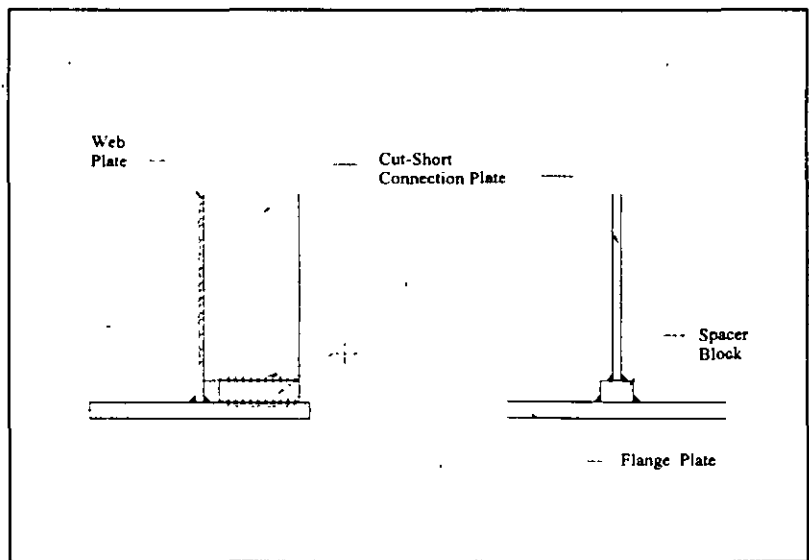
The extension plate can be either welded or bolted to the connection plate depending on what type of cross frame, diaphragm, or floor beam connection exists. Fillet welds on the flange are preferred over groove welds. Larger weld defects are possible with groove welds and require additional NDT inspection.



No. IV-60

If the gap between the end of the connection plate and flange is from 12 to 38 mm (1/2 to 1-1/2 in.) a spacer block can be used.

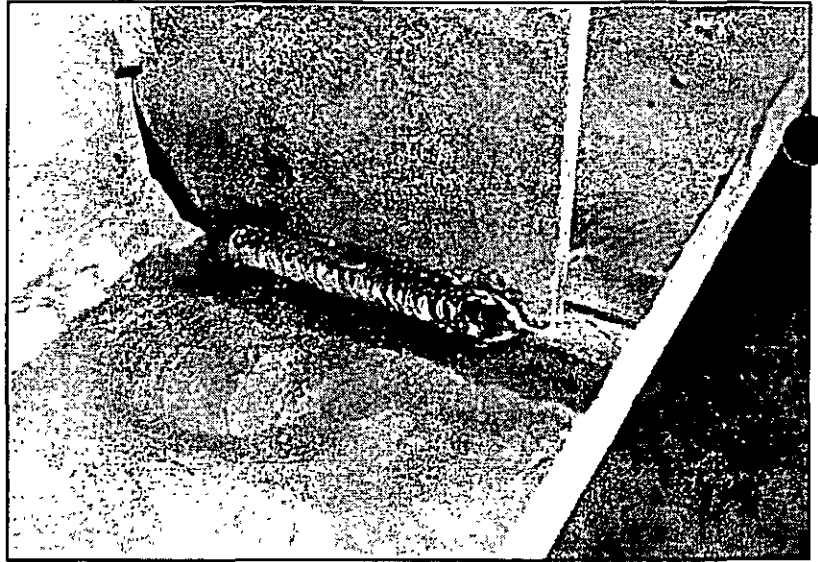
The width of the block (dimension parallel with the direction of the bending stress) should not exceed 38 mm (1-1/2 in.) to insure that the fillet welds on the flange are AASHTO Category C.



No. IV-61

A tight-fit connection plate can be fillet welded to the flange.

However, since it is difficult to remove all paint and debris from between the end of the connection plate and flange, weld quality may be poor.



No. IV-62

To insure a quality weld on the tension flange, the end of the tight-fit connection plate can be cut back

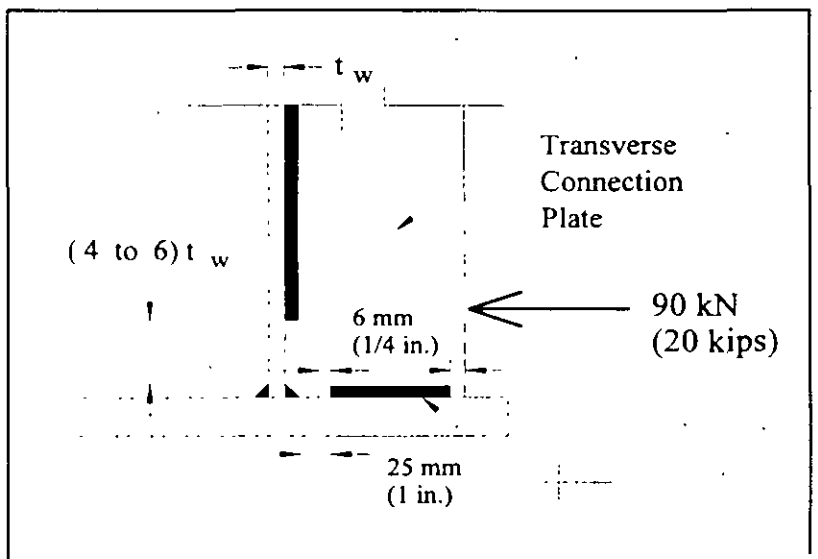
The top surface of the flange should be blast-clean prior to welded to avoid any contamination of the weld metal.



No. IV-63

Although this drawing points out criteria for designing welded connection plate ends, several items are important for repairs.

The fillet weld between the end of the connection plate and flange must not be undersized. This weld resists the out-of-plane force. On straight, non-skewed bridges, a typical design force of approximately 90 kN (20 kips) can be used. As the skew increases, this force will increase. On highly skewed bridges, at least double the magnitude of the force. Weld intersections between the transverse flange weld and the longitudinal web-to-flange weld should not intersect.



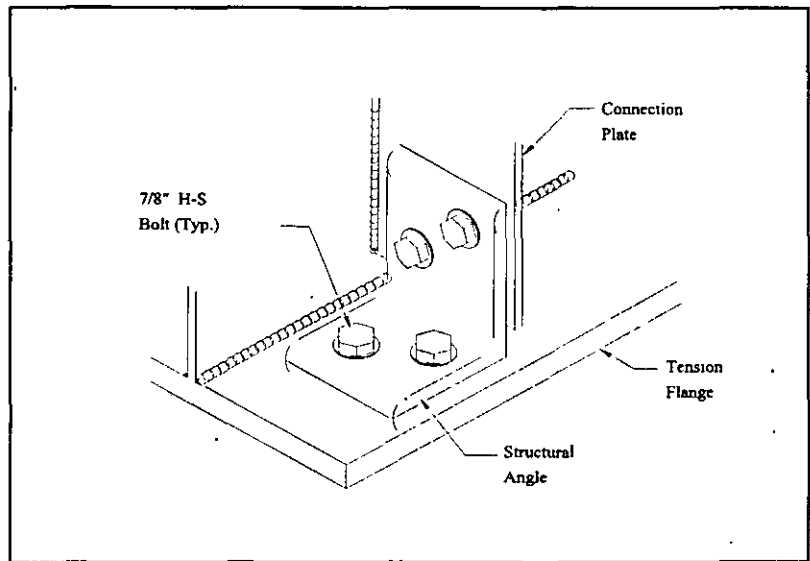
No. IV-64

### BOLTED ATTACHMENTS

A structural tee or angle, as shown, can be used to provide a rigid attachment.

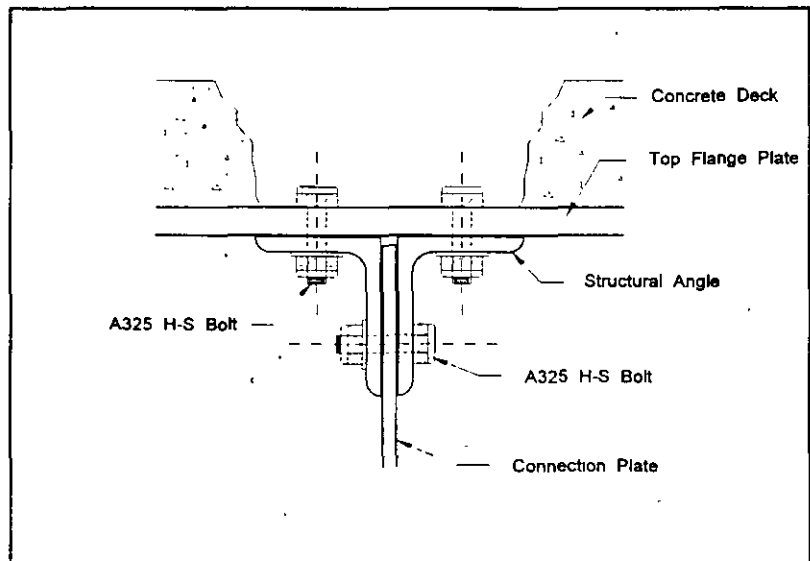
Note the staggered hole pattern to prevent any rocking action about a bolt gage line.

The heaviest section that is available and fits within the constraints of the detail should be used.



No. IV-65

When the web gap cracking occurs in the negative moment of bending, as is most often the case, a bolted connection become difficult since the flange is usually embedded in the concrete deck.



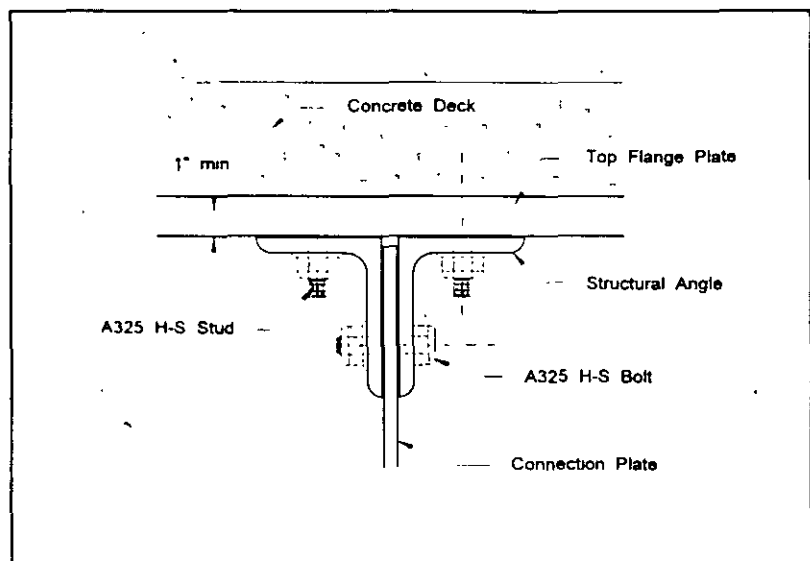
No. IV-66

As an alternative to removing a portion of the concrete deck, it has been suggested that tapped hole be used.

The beam flange must be sufficiently thick to allow a depth enough tap.

Concern with this type of repair is that the strength of the steel in the flange is not like that of a nut commonly used with high-strength bolts.

Therefore, the proper bolt preload may not exist

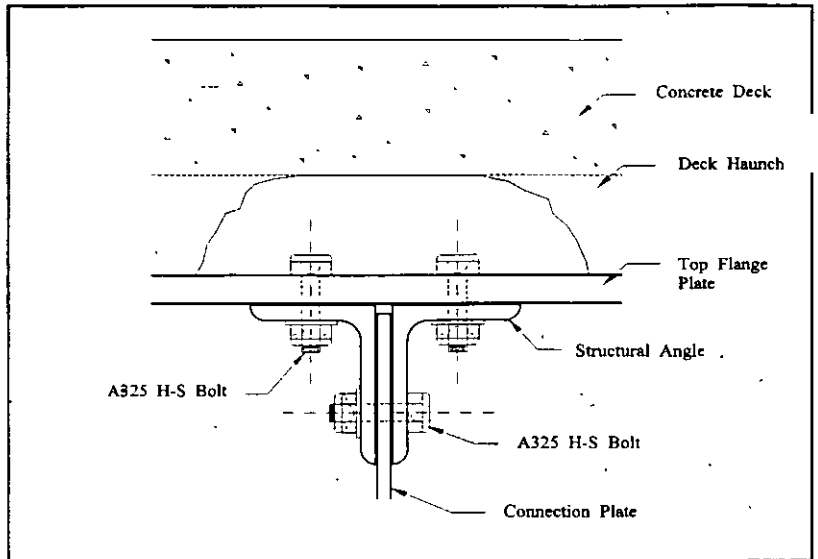


JD

No. IV-67

In situations where a significant haunch of the concrete slab occurs over the flange, access for bolt tightening can be achieved by cutting through the haunch above the connection.

Once the bolted repair is installed and tightened, the void is grouted solid.

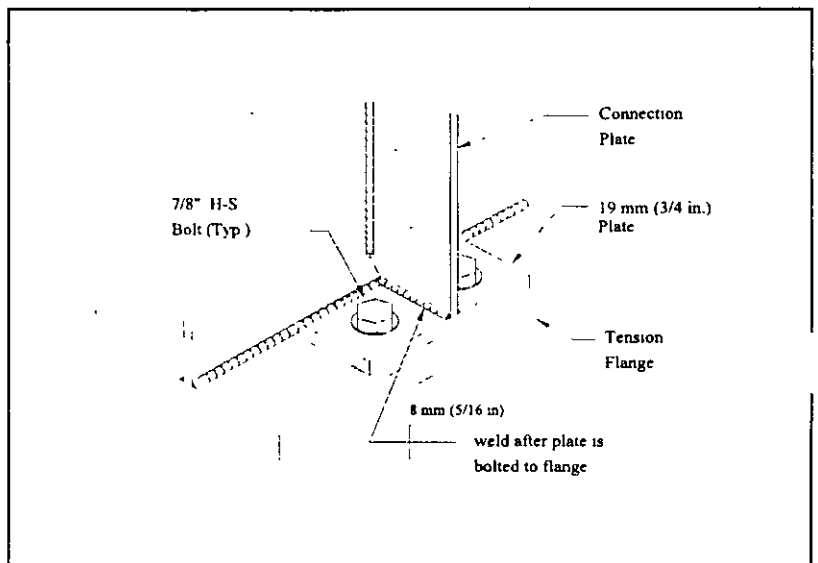


No. IV-68

A bolted connection plate detail can be used if the gap between the end of the connection and flange is between 12 mm (1/2 in.) and about 38 mm (1-1/2 in.).

This type of connection avoids a transverse weld on the tension flange.

When the bolted base plate is used, a correct installation procedure must be used.



No. IV-69

Base plates with thickness less than 12 mm (1/2 in.) do not provide enough stiffness. Base plates larger than 38 mm (1-1/2 in.) may be difficult to work with and bolt. The fillet weld between the base plate and connection must not be undersized since it will transfer the out-of-plane distortion force to the flange. The high-strength bolts must be properly torqued and the plate contact surfaces clean and free of oil. Use an assembly sequence where the bolting is performed first, then the weld is made. This prevents overstressing the weld when the bolts are tightened.

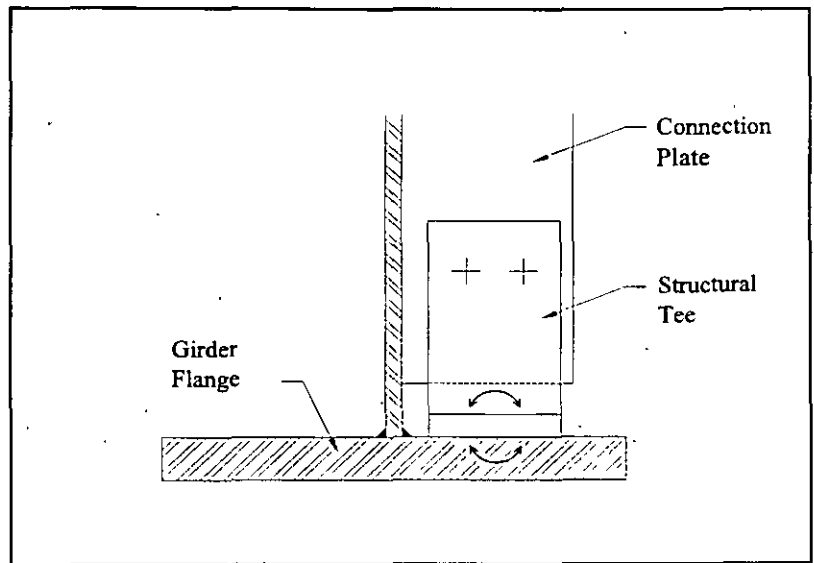
### Bolted Connection Plate Detail

- ✓ Use Thick Base Plate to Prevent Distortion
- ✓ Do Not Undersize Fillet Weld
- ✓ Insure That the H-s Bolts Are Properly Installed and Surfaces Are Clean and Free of Oil.
- ✓ Use Proper Assembly Sequence

No. IV-70

If only one gage line of bolts is used on the bottom flange and a large distance exists between the flange and connection plate bolts, enough rotation or rocking about the gage line may occur so that distortion stresses are still significant.

The repair connection should be detailed to provide as much rigidity as possible.

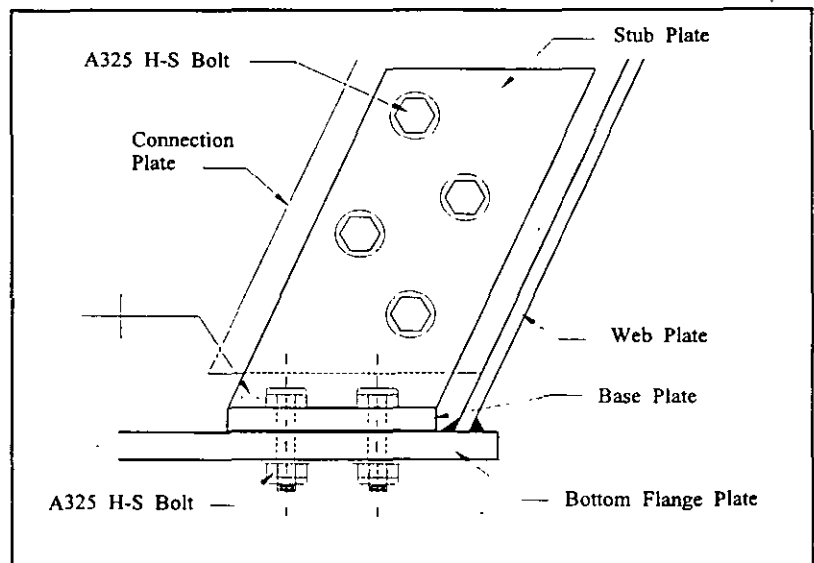


No. IV-71

If a bolted connection is required to the bottom flange of a trapezoidal box, a rolled section cannot be used.

The connecting element must be fabricated out of plate material.

The fillet weld between the stub and base plate may be made in the field to allow for proper fit-up.

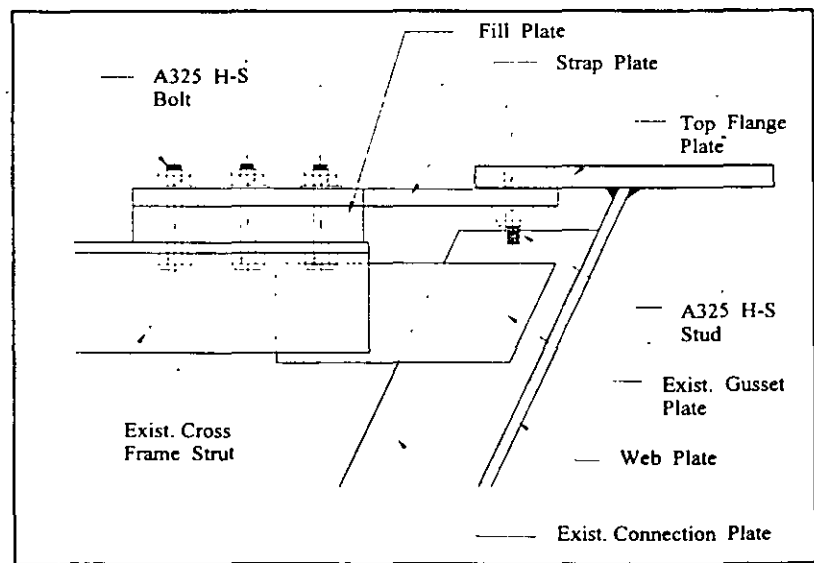


No. IV-72

In the negative moment region of bending, providing a rigid attachment to the top flange is made difficult by the presence of the concrete deck.

Similar to the repair procedure for I-shaped girders, a taped high-strength stud can be used to connect a strap plate to the flange plate.

Note that the fill plate is used to connect the strap plate to the top strut of the cross frame diaphragm.

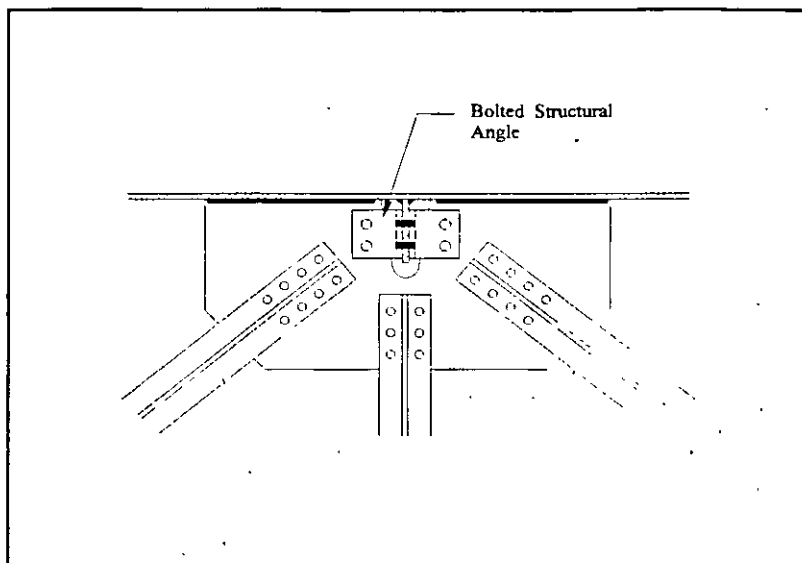


No. IV-73

Unstiffened web gaps at intersections of gusset plates and connection plates may exist.

In order to reduce the distortion in the web gaps, the lateral gusset plate must be rigidly attached to the connection plate.

This can be accomplished by bolted structural angles.



**(END OF SESSION IV)**





**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.  
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

## **CURSO INSTITUCIONAL**

**INSPECCION, MANTENIMIENTO Y REHABILITACION  
DE PUENTES**

**del 27 de octubre al 7 de noviembre de 1997**

**ESTABILIZACION DE CURVAS CON MARGENES  
EROSIVAS MEDIANTE PROTECCION A  
BASE DE ESPIGONES**

**Ing. Fernando Romero Magaña  
Palacio de Minería**

**SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES**  
**DIRECCION GENERAL DE SERVICIOS TECNICOS**

---

**ESTABILIZACION DE  
CURVAS CON MARGENES  
EROSIVAS MEDIANTE  
PROTECCION A BASE DE  
ESPIGONES**

# ESTABILIZACION DE CURVAS CON MARGENES EROSIVAS MEDIANTE PROTECCIÓN A BASE DE ESPIGONES.

## C o n t e n i d o

### Estabilización y rectificación de ríos

- 1.- Aspectos generales
- 1.1.- Medidas para la protección y formación de márgenes.
  - a) Espigones
  - b) Recubrimientos o muros marginales.
  - c) Diques
- 1.2.- Ventajas y desventajas de cada tipo de protección
  
- 2.- Espigones
- 2.1.- Localización en planta
- 2.2.- Longitud de los espigones
- 2.3.- Forma de los espigones en planta
- 2.4.- Separación entre espigones
  - a) Cuando la margen es paralela a la línea extrema de defensa.
  - b) Cuando la margen es irregular
- 2.5.- Pendiente longitudinal, elevación y ancho de la cresta de los espigones.
- 2.6.- Orientación de los espigones.
- 2.7.- Permeabilidad de los espigones.
- 2.8.- Material de construcción
- 2.9.- Socavación local al pie de espigones.
  
- Anexo I                      Figuras
  
- Anexo II                      Estudio de protección y estabilización de la curva derecha que presenta el río Ameca inmediatamente aguas arriba del puente del mismo nombre.

---

***ESTABILIZACION DE  
CURVAS CON MARGENES  
EROSIVAS MEDIANTE  
PROTECCION A BASE DE  
ESPIGONES***

## ESTABILIZACION Y RECTIFICACION DE RIOS

### 1 ASPECTOS GENERALES.

En los cauces estables todos los tramos de los ríos, no afectados por el hombre, tienen *estabilidad morfológica*. Esto significa que en cualquier tramo de un río existe una relación entre el hidrograma medio anual, las características del material del fondo y de las orillas, el transporte de sedimentos, tanto el que proviene de aguas arriba, como el que logra salir del tramo y las características geométricas de la sección transversal, la pendiente longitudinal del río y el número de brazos por el que escurre el agua. Cuando a lo largo del año, todo el gasto escurre por un solo cauce, el tramo de río tiene además una de las dos condiciones de estabilidad siguientes: *Estabilidad dinámica* si las márgenes están formadas con material aluvial y sufren erosiones y desplazamientos laterales o bien, *Estabilidad estática* si dichas márgenes no pueden ser alteradas por el paso de la corriente, como ocurre cuando están formadas por roca o arcilla altamente cohesiva.

En los ríos que escurren a través de material aluvial, los desplazamientos laterales ocurren principalmente en las orillas exteriores de las curvas, sobre todo durante la época de crecientes. Las márgenes interiores también se desplazan, pero hacia dentro del río, por efecto de la sedimentación del material que el río transporta, figs. 1 y 2.

El fenómeno de erosión y depósito en las curvas se debe a la fuerza centrífuga que se genera en ellas, la que produce una sobreelevación del nivel del agua en la margen exterior, fig. 2. Dicha sobreelevación genera una corriente de retorno por el fondo hacia la orilla interior. La suma de la corriente normal del río más esa corriente de retorno transversal forman una corriente helicoidal en las curvas, por lo que las partículas de la superficie se desplazan hacia aguas abajo y lentamente hacia la margen exterior y las del fondo igualmente hacia aguas abajo pero también lentamente hacia la margen interior, véase la fig. 3. De esta manera el arrastre de partículas de fondo genera una erosión en el extradós de la curva y un depósito en el intradós de la misma, fig. 1. Por ello, en las curvas, las secciones transversales tienen mayores profundidades cerca de la orilla exterior, las que disminuyen hacia la interior. Todavía más, debido a la existencia de mayores profundidades cerca de la margen exterior de las curvas, ahí se tienen las mayores velocidades, lo que facilita aún más la remoción y transporte de las partículas de la orilla y en consecuencia la erosión de la margen. Cuanto menor es la relación entre el radio de la curva,  $r$ , y el ancho del río,  $B$ , véase la ec. 1, más se acercará la zona profunda a la orilla exterior de la curva, mayor será la intensidad de la erosión y mejor definida estará esa zona profunda. A medida que  $r$  aumenta, menor concentración de flujo se presenta hacia la orilla cóncava y la sección transversal tiende a ser más semejante a las secciones que tiene el río en sus tramos rectos.

Durante el proceso erosivo, el flujo remueve y arrastra principalmente las partículas del pie y zona baja del talud de la orilla, con lo que éste tiende a hacerse vertical. Cuando la margen está formada principalmente por material no cohesivo como arenas y gravas, el talud falla al tender a hacerse vertical. Dicha falla se produce ya sea por deslizamiento o por fracturamiento, hasta que un bloque cae dentro de la corriente, fig. 4. Si la margen está constituida por material cohesivo se pueden llegar a formar cavidades al pie del talud antes de que se produzca el colapso y falla de un tramo de la orilla. Después de la falla, la pendiente del talud disminuye y se mantiene así mientras la corriente arrastra todo el material fallado y el ciclo erosivo vuelve a repetirse.

Téngase en cuenta que cuando la corriente de un río empieza a erosionar la orilla exterior de una curva, como consecuencia del retroceso de la margen, disminuye el radio de curvatura, y puesto que  $B$  se mantiene constante, la relación  $r/B$  disminuye y la capacidad erosiva del flujo aumenta. Si el material de la margen es uniforme se notarán mayores retrocesos o corrimientos de la margen exterior de la curva afectada, los que continúan hasta que el meandro formado se corta, o hasta que la corriente cambia su lugar de ataque, ya que también las curvas de aguas arriba están sufriendo erosión y ello produce cambios en la dirección de flujo hacia aguas abajo.

### **1.1 Medidas para la protección y formación de márgenes.**

Los procedimientos más comunes para proteger las márgenes de los ríos, sobre todo las exteriores de las curvas, son: *los espigones, recubrimientos marginales y los diques*, véase la fig. 5. El propósito principal de las obras mencionadas consiste en evitar el contacto directo entre el flujo con alta velocidad y el material que forma la orilla, además permiten guiar o conducir el flujo en una dirección deseada y conveniente.

#### **a.- ESPIGONES**

Son estructuras interpuestas a la corriente, uno de cuyos extremos está unido a la margen. El propósito de estas estructuras consiste en alejar de la orilla a las líneas de corriente con alta velocidad, y evitar así que el material de la margen pueda ser transportado y ella se erosione. Además, los espigones facilitan que los sedimentos se depositen entre ellos, con lo que se logra una mayor protección adicional de la orilla. Los espigones pueden estar unidos simplemente a la orilla en contacto con ella, o bien; pueden estar empotrados una cierta longitud dentro del material que forma la margen.

#### **b.- RECUBRIMIENTOS O MUROS MARGINALES.**

Son protecciones que consisten en colocar, directamente sobre la orilla, un material natural o artificial que no pueda ser arrastrado por la corriente. Para ello, normalmente se perfila la orilla con un talud que permita la colocación fácil y segura del material de

protección. Entre este último material y el que forma la margen usualmente se coloca un *filtro*, ya sea artificial como puede ser un geotextil o natural con materiales pétreos formando una o varias capas con elementos cuyo tamaño decrece de afuera hacia la margen. El objeto del filtro es evitar que las partículas finas de la orilla salgan através de los huecos que puede tener la capa exterior o coraza, que es diseñada para resistir las altas velocidades del flujo. La salida o extracción de las partículas que constituyen la orilla se debe tanto a los vórtices que se generan por la presencia de los elementos de la capa protectora, como al flujo que se produce de tierra hacia el río, por efecto de lluvias intensas sobre la planicie o por descensos frecuentes y considerables del nivel del agua en el río. Los escurrimientos marginales, al apoyarse directamente contra el talud de la orilla tienen la inclinación de ésta. Sin embargo, también se construyen verticalmente formando muros sobre todo en los tramos en que los ríos cruzan ciudades y poblados. Por último, estas protecciones también se forman con elementos colocados cerca de la orilla y a lo largo de ella, como los jacks, con los que se logra disminuir la intensidad de la corriente y que ésta arrastre las partículas de la orilla.

### c.- DIQUES

Son estructuras, en ocasiones de gran longitud, colocadas dentro del cauce y que se utilizan cuando se quiere formar una nueva orilla que permite encauzar al flujo en forma más adecuada o cuando se desea reducir el ancho del río. Al igual que los espigones pueden iniciarse y estar unidos a la margen mientras que toda la obra está dentro del cauce. La principal diferencia entre ellos y los espigones consisten en que estos últimos interfieren con las líneas de flujo mientras que los diques se colocan y diseñan para lograr que las líneas de corriente sean paralelas a esas obras. Son construidos normalmente con materiales como arcilla, arena o materiales pétreos; su sección transversal es trapecial y el talud en contacto con la corriente del río es formado en forma similar a los recubrimientos marginales. Por supuesto, los diques también se pueden formar con paredes verticales cuando se utilizan tablaestacas o se construyen muros. Por otro lado, estas estructuras también se utilizan para encauzar el flujo hacia los puentes, para que él pase bajo ellos en la forma más uniforme posible y se reduzcan las erosiones al pie de las pilas o estribos. Cuando se utilizan para este último propósito reciben el nombre de diques de encauzamiento.

## 1.2 VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE CADA TIPO DE PROTECCION.

Los espigones y recubrimientos marginales se pueden comparar entre sí ya que se utilizan para el mismo fin, no así los diques longitudinales.

Los espigones presentan las siguientes ventajas:

- 1.- Son sencillos de construir.

- 2.- Su construcción es fácil de supervisar.
- 3.- Su conservación es sencilla cuando se utilizan materiales pétreos o gaviones.
- 4.- El costo de conservación disminuye con el tiempo, aunque puede ser alto durante los dos primeros años.
- 5.- La falla de un espigón no hace peligrar a los demás. Se ha observado que aun cuando se produzca una erosión en la zona de contacto entre un espigón y la orilla, ésta se erosione, se separe el espigón de la orilla y parte del escurrimiento pase entre ambos, el resto de los espigones continúa trabajando satisfactoriamente.

Entre las desventajas principales que tiene este tipo de protección se pueden mencionar:

- a.- Reducen el ancho del cauce, cuando ambos márgenes se protegen con espigones. Sin embargo, téngase en cuenta que en ríos navegables el reducir el ancho del cauce puede representar una ventaja y una necesidad.
- b.- Producen pérdidas adicionales de energía.
- c.- No son económicos en curvas que tienen un reducido radio de curvatura.
- d.- No protegen toda la orilla, ya que las zonas entre ellos pueden erosionarse antes de alcanzar un estado de equilibrio.

## 2 **ESPIGONES**

Se ha mencionado que los espigones son estructuras que están unidas a la margen e, interpuestas a la corriente, lo que permite desviar y alejar la corriente de la orilla y evitar que ésta arrastre las partículas que la forman.

Los datos necesarios para el diseño de espigones son:

- a).- La topografía y batimetría del río en la zona por proteger. Abarcará todo el cauce y orillas. En ríos de planicie se cubrirán además 20 m a cada lado de las orillas y en cauces con orillas muy elevadas, hasta 10 m arriba de la elevación máxima del agua.
- b).- Secciones transversales a lo largo de las orillas que serán protegidas. La separación entre ellas puede variar entre 50 m y 200 m dependiendo de las



dimensiones del cauce. Fuera del agua cubrirán lo indicado en el inciso anterior, se prolongarán a lo largo del talud de la orilla y se extenderán sobre el fondo del río hasta una distancia de  $\frac{1}{3}$  el ancho del cauce, como mínimo.

- c).- Características hidráulicas de la corriente. Normalmente se deben conocer: el gasto dominante y el gasto asociado a un período de retorno entre 50 y 100 años, la elevación de la superficie del agua correspondiente a esos gastos, así como las velocidades medias de los escurrimientos y la velocidad del flujo a lo largo de las orillas por proteger.

El gasto dominante es aquel que de escurrir en forma constante todo el año transporta la misma cantidad de sedimentos que el hidrograma real anual. Para obtenerlo conviene efectuar los cálculos utilizando el transporte total del fondo.

El gasto dominante también se puede obtener en forma más sencilla ya que se ha observado que es aproximadamente igual al gasto que lleva el cauce principal de los ríos de planicie. También se ha demostrado que está asociado a un período de retorno entre 1 y 4 años con promedio de 1.4. Por tanto se puede aceptar en una primera aproximación que es aquel cuyo período de retorno es de 1.4 años.

- d).- Granulometría y peso específico de los materiales del fondo y orillas del cauce.
- e).- Materiales de construcción disponibles. Incluye la localización de bancos de roca y el peso específico del material de cada uno de ellos. Bancos de grava o boleos que puedan servir para rellenar gaviones.

Los aspectos más importantes a tener en cuenta cuando se diseña una protección con espigones son los siguientes:

- a) Localización en planta
- b) Longitud de los espigones
- c) Forma de los espigones en planta
- d) Separación entre espigones
- e) Pendiente longitudinal y elevación de la cresta de los espigones
- f) Angulo de orientación de cada espigón, con respecto al flujo
- g) Permeabilidad de los espigones
- h) Materiales de construcción

i) Socavación al pie del espigón sobre todo en el extremo dentro de la corriente.

A continuación se comentará cada uno de estos aspectos, varios de los cuales están relacionados e influyen entre sí. La mayoría de las recomendaciones de diseño que se presentan son válidas únicamente para espigones impermeables. Lo referente a espigones permeables se trata en el apartado 2.7.

Las recomendaciones que se presentan y comentan en este trabajo fueron obtenidas de pruebas realizadas en ríos y en el laboratorio. Dichas pruebas fueron las siguientes:

a).- Experimentos en el laboratorio

En una mesa de arena de 16 X 9 m se probaron separaciones de espigones en función de su longitud y ángulo de orientación. Los radios de las curvas variaban entre 3 y 6 veces el ancho del cauce.

b).- Modelos hidráulicos

b.1 Del cruce del puente carretero sobre el río Ameca.

b.2 Del cruce del puente sobre el río Verde.

b.3 Del cruce del puente del ferrocarril sobre el río Mezcalapa.

En los dos primeros se probaron obras de rectificación y protección de márgenes con espigones y diques de encauzamiento. En el último sólo diques de encauzamiento.

c).- Pruebas en ríos.

Río San Pedro, Sin.

c.1 En una curva en erosión se probaron espigones con pendientes longitudinal entre 0.1 y 0.14, y separación de  $2L_1$ .

Río Suchiate, Chis,

c.2 En una curva en erosión se probaron espigones con separación de  $6L_1$ . Los espigones se construyeron en seco excavando trincheras en la margen y construyendo el espigón dentro de ellas. Al continuar el desplazamiento lateral de la orilla los espigones quedaron expuestos a la acción del flujo. Dos fueron flanqueados y se diseñaron espigones intermedios.

d).- Obras construidas cuyo comportamiento fue observado.

Entre los ríos con obras de protección marginal que fueron observadas al menos una vez después de su construcción están los siguientes: Suchiate, Chis.; Colorado, BCN, Son. y USA; Cajoncito, BCS; Grijalva, Mezcalapa, Samaria, etc. en el Edo. de Tabasco y Río Verde, Oax.

## 2.1 Localización en planta

Para ubicar los espigones en planta, lo primero que se requiere es trazar el eje del río tal como quedará una vez que sea rectificado, véase la fig. 6 ó bien el eje existente si sólo se van a proteger las orillas, sin efectuar ningún cambio a la geometría del río ni a la dirección de la corriente, fig. 7 a 9. Al terminar el trazo del eje del río se conoce el radio o radios que forman cada curva y la longitud de los tramos rectos.

Posteriormente se trazan dos líneas paralelas a ese eje y separadas entre sí una distancia igual al ancho que tendrá el río una vez protegido. Dichas líneas se denominarán *líneas extremas de defensa*, véase las figs. 6 a 9. Todos los espigones partirán de las márgenes y llegarán hasta una de esas dos líneas, por lo que la longitud final de cada espigón es función de la separación que existe entre cada una de esas líneas y su margen correspondiente. La separación entre las dos líneas extremas de defensa podrá ser igual al ancho estable del río, teniendo en cuenta el cambio de pendiente que se introduce cuando el tramo en estudio es rectificado y además si el río va a ser navegable o no. Se entenderá por ancho estable el que tiene un tramo de río cuando en él no hay islas o bifurcaciones y las márgenes son sensiblemente paralelas. Si en el tramo en estudio no se tiene la condición señalada, el ancho estable se puede conocer observando fotografías aéreas de los tramos aguas arriba y abajo, hasta localizar una zona donde haya un solo cauce, siempre y cuando el material del fondo y orillas sea el mismo. Analíticamente el ancho estable se obtiene en función del gasto dominante, características físicas del material del fondo y orillas y de la pendiente del río, utilizando el métodos de Sección y Pendiente.

Cuando el río es navegable y se desea incrementar la profundidad, la separación entre ambas líneas puede ser menor que el ancho estable. El ancho de la superficie libre del cauce estable se designará con  $B$ . Si el agua escurre por un solo cauce,  $B$  es igual al ancho de la superficie libre cuando escurre el gasto dominante. La separación entre las dos líneas extremas de defensa se designará  $B_e$ . Si los espigones son utilizados para defensa y estabilización de las márgenes, sólo se colocan en los lados exteriores de las curvas, y por tanto la orilla interior de las mismas la fijará el río libremente. De esta forma, el ancho de la superficie libre asociado al gasto dominante, tenderá a ser  $B$ .

En cambio, si se desea mejorar la navegación y los espigones se construyen para reducir el ancho de  $B$  a  $B_e$ , se tendrán que colocar espigones en ambas márgenes uno frente a otro. Con ello el río pasa a tener únicamente dos grados de libertad.

En caso de que se desee rectificar un tramo de río o defender sus curvas y si las márgenes son arenosas o ligeramente limosas, los radios de curvatura  $r$ , medidos hasta el eje del río conviene que estén comprendidos entre los siguientes límites.

$$2B \leq r \leq 8B \quad (1)$$

donde  $B$  es el ancho medio de la superficie libre en los tramos rectos.

Con la recomendación dada por la ec. 1 se logra que las mayores profundidades siempre se encuentren cercanas a la orilla exterior de la curva y que en ésta no se formen islas o bancos de arena cercanos a la orilla cóncava.

Lo expresado por la ec. 1 ha sido obtenido de la observación de ríos con anchos no mayores de 150 m. En grandes ríos se han observado curvas con relación  $r/B$  hasta de 20 que una vez protegidas se comportan satisfactoriamente; es decir, no hay bancos de arena en medio de las secciones de la curva, el canal más profundo se forma cerca de la orilla exterior y el sedimento tiende a acumularse solo en la orilla interior.

Las relaciones  $r/B$  posiblemente dependan de los gastos líquidos y sólidos transportados por el río, los materiales y resistencia de la margen, velocidad del flujo y distribución anual de los gastos mencionados; sin embargo, la relación entre los parámetros señalados aún no ha sido establecida.

Por lo anterior, cuando se desea proteger un tramo de río conviene conservar los radios de curvatura de las curvas por proteger, modificando aquellas cuyo radio  $r/B$  sea menor que 2. En cambio, cuando se desea efectuar una rectificación, se deben observar las curvas estables del río aguas abajo y arriba del tramo por rectificar, o de alguna corriente semejante que se encuentre cercana a la que esta en estudio. Esto último presupone que los gastos, pendientes y materiales de ambas corrientes sean casi iguales o muy semejantes.

Si el radio de curvatura es menor que  $2B$ , la distancia entre los espigones decrece y desde el punto de vista económico llega a ser preferible construir un revestimiento marginal. En cambio si el radio es mayor que  $8B$ , el río puede llegar a formar un cauce con radio menor que el de la curva y consecuentemente no todos los espigones trabajarán eficientemente y la corriente podrá incidir, aguas abajo de la curva, en lugares no previstos y por tanto no protegidos.

Si una curva es trazada con varios radios de curvatura, el tamaño de dichos radios debe decrecer hacia aguas abajo. Si no se cumple con esta recomendación el flujo podrá separarse de la margen exterior, véase fig.8 y 9 dando lugar a la formación de bancos de arena cercanos o adyacentes a la margen cóncava.

Cuando se protege una curva trazada con un único radio de curvatura y la margen exterior es uniforme, todos los espigones tendrán la misma longitud y ángulo de orientación y, por tanto, la separación entre ellos será la misma, fig. 8

Si la margen es uniforme en una curva que se define con dos o más radios de curvatura, lo único que varía es la separación entre los espigones, la que es constante dentro de los segmentos con igual radio de curvatura. Esta separación será menor cuanto menor sea el radio, teniendo cuidado que ellos cumplan la recomendación dada por la ec. 1.

Cuando no se efectúa ninguna rectificación sino que se desea proteger la margen actual de un río, la línea extrema de defensa deberá trazarse lo más uniforme y paralela posible a esa margen, cuidando que los radios de curvatura no crezcan hacia aguas abajo. Puesto que la margen actual puede tener entrantes y saliente o zonas más erosionadas que otras, la longitud de todos los espigones también puede ser diferente, fig. 9.

Se ha mencionado que la línea extrema de defensa a la que llegan los espigones influye en la longitud de éstos y además, esta longitud influye en la separación entre espigones y en ocasiones en su orientación. Por tal motivo, en un proyecto dado deben seleccionarse diferentes alternativas tanto de ubicación de las líneas extremas de defensa como de la colocación y distribución de los espigones, para seleccionar finalmente la más económica y también la que, por experiencia, se presuponga que pueda trabajar más adecuadamente.

Téngase en cuenta que si se protege una única curva de un río debe tener la seguridad de que las márgenes de las curvas situadas aguas arriba no puedan ser erosionadas y por tanto, tener la seguridad de que la corriente incidirá aproximadamente con la misma dirección contra la margen protegida. Si esto último no ocurre, en pocos años el río escurrirá por otro sitio, abandonando completamente los espigones que fueron colocados. Por ello, en ríos de planicie que son divagantes o que sufren erosión constantemente en sus curvas, se deben proteger tramos completos de río y no sólo una curva aislada; esto último se justifica únicamente como emergencia, cuando el río está erosionado una curva en la que hay una construcción importante, pero a sabiendas de que pasados dos o tres años el río escurrirá por otro lado. Este proceder tiene el inconveniente de que nuevas erosiones se estarán presentando continuamente en otras curvas y aunque se protejan cuidadosamente, el río no es encauzado ni su cauce fijado permanentemente.

En ríos de planicie que corren sobre material aluvial, la longitud de los tramos rectos,  $a_r$ , entre curvas suele estar comprendida entre

$$B \leq a_r \leq 3B \quad (2)$$

Véanse las figs 8 y 9. Se deben evitar tramos rectos con mayor longitud, ya que de existir se forman bancos de arena alternados y cerca de las márgenes que obligan al flujo a seguir una trayectoria senoidal. Los tramos rectos sólo existen en forma natural en las zonas de montaña o intermedia con márgenes rocosas; por ejemplo cuando el río corre a lo largo de una falla.

Debe tenerse en mente, al diseñar una rectificación, que nunca puede haber dos curvas seguidas cuyo sentido de giro sea el mismo. Ellos deben de ser siempre alternados.

## 2.2 Longitud de los espigones.

La longitud total,  $L$ , de un espigón queda definida por la longitud de trabajo,  $L_t$ , que es aquella que está dentro del río y la longitud de empotramiento  $L_e$  que está embebida dentro de la margen, véase la fig 10.

$$L = L_t + L_e \quad (3)$$

La longitud de trabajo de los espigones está dada por su distancia entre la margen y la línea extrema de defensa, comentada en el apartado anterior, y normalmente debe estar comprendida entre los siguientes límites.

$$d \leq L_t \leq B/4 \quad (4)$$

donde

$d$  es el tirante del río, asociado al gasto dominante, en el sitio donde se construirá el espigón. En los ríos de planicie es igual a la distancia vertical entre la elevación de la margen y la elevación del fondo del río en el sitio señalado.

Los espigones pueden empotrarse en la margen o bien terminar en contacto con ella; cuando esto último ocurre  $L_e = 0$ , véase la fig. 11. La máxima longitud de anclaje recomendada es igual a un cuarto de la longitud de trabajo,  $0.25 L_t$ . De esta manera la longitud máxima de un espigón llega a ser

$$L = 1.25 L_t \quad (5)$$

Se ha mencionado que la longitud de trabajo puede ser seleccionada en forma independiente; sin embargo, también ya se ha indicado que todos los espigones deben

de llegar a la línea extrema de defensa preseleccionada, por lo que en realidad dicha longitud depende de la posición de esa línea.

Para anclar o empotrar un espigón se requiere excavar una trinchera con ancho de plantilla igual al de la base del espigón, cuyo fondo debe tener la misma elevación que el fondo del río y cuya longitud es la que se seleccione sin sobrepasar la distancia de  $0.25 L_t$ ; posteriormente dentro de la zanja hay que construir la parte del espigón que va en ella. Como el procedimiento indicado es costoso no conviene empotrar los espigones y sólo se justifica cuando no se puede permitir que falle ninguno de ellos. Esto último también se logra reduciendo la separación entre los espigones.

Cuando se terminan o se apoyan directamente los espigones contra la margen, algunos de ellos pueden ser flanqueados. Se ha observado que en no más del 4% de los espigones construidos ha ocurrido este fenómeno, siempre que se ha seguido ese procedimiento y se han respetado las recomendaciones dadas por las ecs. 6 y 10. Al fallar un espigón, la orilla se erosiona rápidamente frente al espigón y parte del flujo escurre entre él y la orilla erosionada, sin que esto repercuta en el buen funcionamiento de los espigones colocados inmediatamente aguas abajo. La reparación de esas fallas se lleva a cabo en el estiaje siguiente formando el cuerpo del espigón desde la nueva orilla hasta el espigón fallado, véase la fig. 12. Estas reparaciones, que son sencillas, tienen un costo menor que el que se tendría si todos los espigones se hubieran empotrado. La falla descrita tiene lugar, generalmente, durante la primera o segunda época de avenidas, cuando aún no se han formado depósitos de arena entre los espigones, y por tanto, la orilla se encuentra menos protegida. Por último, cabe mencionar que cuando este tipo de falla no debe permitirse, porque haya construcciones importantes sobre la margen, conviene reducir la separación entre espigones, o bien, empotrarlos.

### **2.3 Forma de los espigones en planta**

La forma en planta de los espigones puede ser: recta, curvadas hacia aguas arriba o hacia abajo, en L con el brazo también dirigido hacia aguas arriba o hacia aguas abajo y en T, véase la fig. 13.

Los más usuales son los rectos por su facilidad constructiva y ser más económicos. Los espigones en forma de L o T son los más costosos, ya que su parte externa debe construirse en la zona más profunda del río.

La principal diferencia entre los espigones y los diques de protección consiste en que los primeros se interponen a las líneas de corriente, mientras que estas son paralelas a la cara exterior de los diques. Por ello cuando las ramas extremas de los espigones en L o T tienen una longitud mayor que 10 m, se consideran más como diques de protección que como parte de un espigón.

## 2.4 Separación entre espigones.

La distancia entre espigones esta medida a lo largo de la margen entre los puntos medios de los arranques de cada espigón y depende de la longitud del espigón de aguas arriba y de su orientación, así como de la configuración de la margen.

Para calcular la separación entre dos espigones es necesario tener en cuenta la expansión teórica que sufre la corriente al pasar frente al extremo del espigón, véase la fig. 14. Normalmente se considera que el ángulo de expansión  $\beta$  varía entre  $9^\circ$  y  $11^\circ$ . Dicho ángulo se mide en la punta del espigón, con respecto a la tangente a la línea extrema de defensa. En modelos hidráulicos se han observado ángulos de expansión hasta de  $14^\circ$ . Por tanto.

$$9^\circ \leq \beta \leq 14^\circ \quad (6)$$

La práctica usual consiste en considerar como ángulo de expansión  $9^\circ$  cuando se desea obtener un diseño económico y  $14^\circ$  cuando se quiere un diseño más conservador.

Las recomendaciones que a continuación se presentan son válidas para  $70^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$ , véase el apartado 2.6.

### **a) Separación entre espigones cuando la margen es paralela a la línea extrema de defensa.**

Cuando la línea extrema de defensa y la margen del río son paralelas, es decir, que la margen no tiene irregularidades ni entrantes ni salientes, las separaciones que se recomiendan entre espigones se indican adelante y son aplicables únicamente a espigones que son utilizados para defender las márgenes de un río. Cuando se construyen para reducir el ancho de la superficie libre del agua e incrementar la profundidad en ríos navegables las separaciones son menores a las que aquí se indican.

#### *a.1) Separación en tramos rectos.*

La separación entre espigones en un tramo recto, cuando la línea extrema de defensa y la margen son paralelas, está dada por la relación.

$$S_s = L_t \cos \alpha + L_t \left( \frac{\sin \alpha}{\tan \beta} \right) \quad (7)$$



que transformada se escribe como

$$S_s = L_t \left( \text{Sen } (\alpha + \beta) / \text{Sen } \beta \right) \quad (8)$$

Al sustituir los valores de  $\alpha$  y  $\beta$  señalados arriba,  $S_s$  varía entre los límites

$$4L_t \leq S_s \leq 6.3L_t \quad (9)$$

Desde el punto de vista práctico y económico conviene que la separación inicial sea  $S_s = 6 L_t$ . Si así separados se observa que la corriente ataca e inicia la erosión de la orilla cerca del punto de arranque de alguno de los espigones, se deberá construir un nuevo espigón intermedio aguas arriba de él, con lo que la separación entre los espigones, en esa zona, se reduce a  $3L_t$ . Si por falta de observaciones o por la intensidad de la corriente durante una avenida, falla uno de los espigones y queda separado de la orilla por ser ésta erosionada, el espigón fallado se deberá prolongar hasta unirlo con la nueva orilla. Esta acción conviene efectuarla en el estiaje siguiente, véase la fig. 12

El espigón intermedio entre un espigón fallado o por fallar y el siguiente aguas arriba, puede no necesariamente quedar a  $3L_t$  de cada espigón, sino a  $2L_t$  del espigón por proteger. Bajo estas circunstancias la longitud de este nuevo espigón puede ser menor que la de los restantes.

Cuando en las márgenes de un tramo recto hay construcciones de importancia, la separación inicial entre espigones debe ser como máximo de  $4 L_t$ .

a.2) *Separación en curvas.* La separación entre espigones ubicados en las márgenes exteriores de las curvas puede variar entre los siguientes límites:

$$S_c = (2.5 \text{ a } 4) L_t \quad (10)$$

En curvas, la separación entre espigones depende del radio de curvatura  $A$  menor radio menor separación. En algunas curvas con radios menores de  $1.5 B$  los espigones pueden llegar a quedar tan juntos y tan orientados hacia aguas abajo que, por economía, es preferible sustituirlos por un recubrimiento marginal.

Cuando una curva tiene un radio igual o mayor a 4 veces el ancho del río,  $4B$ , la práctica usual consiste en colocar los espigones con una separación igual a  $4L_t$ . Si al proteger una curva siguiendo esta recomendación uno de ellos llega a fallar, se efectúa la reparación ya mencionada en el apartado anterior y para mayor seguridad se podrá construir otro espigón aguas arriba del fallado, a una separación igual a  $2L_t$ .

#### **b) Separación entre espigones cuando la margen es irregular.**

Cuando la línea extrema de defensa no es paralela a la orilla del río, y esta última es irregular, la separación entre espigones deberá obtenerse en forma gráfica como se muestra en la fig. 14.

El procedimiento consiste en lo siguiente:

- 1) Trazar en la punta del espigón una tangente a la línea extrema de defensa.
- 2) Con respecto a esa línea, y hacia aguas abajo medir el ángulo  $\beta$  que se haya seleccionado, ec. 6.
- 3) Con ese ángulo trazar una línea hacia aguas abajo hasta que intersecte la margen.
- 4) En el punto de intersección con la margen trazar un nuevo espigón al que se le dará el ángulo de orientación  $\alpha$  deseado, véase el apartado 2.6 y la ec. 11, y se prolongará hasta alcanzar la línea extrema de defensa. En ese punto se traza la tangente a dicha línea y con respecto a esa tangente se mide nuevamente el ángulo de expansión,  $\beta$ , para repetir el procedimiento ya descrito.

Al diseñar una protección con espigones, el primero por dibujar puede colocarse libremente en cualquier parte y todos los restantes quedarán situados siguiendo el procedimiento descrito. Si la margen y la línea extrema de defensa son paralelas, la longitud de trabajo de los espigones es la misma cualquiera que sea el lugar donde se ubique el primer espigón. Esto no ocurre si la margen es muy irregular, por lo que conviene proyectar dos o tres opciones para seleccionar al final la más económica, véase la fig. 14. Siempre conviene que una de las alternativas contemple la colocación del primer espigón en la zona en la que la distancia entre la margen y la línea extrema de defensa es menor, es decir, donde la margen se acerca más a esa línea extrema de defensa, ya que ello se puede deber a que la margen sea localmente más resistente en ese sitio. Posteriormente la colocación de los espigones situados tanto aguas abajo como aguas arriba se obtendrá gráficamente.

En la situación extrema en que se desee encauzar un río en cuyas márgenes no haya construcciones ni cultivos de valor, se puede construir una protección aún más económica separando los espigones hasta  $8 L_t$  en los tramos rectos y  $6 L_t$  en las curvas, si esto se lleva a cabo debe observarse el comportamiento de la obra durante la primera época de avenidas para construir en el siguiente estiaje espigones intermedios en las zonas débiles o más o más atacadas por el flujo. Así la separación final entre espigones, en esos sitios, será igual a  $4 L_t$  o  $3 L_t$  respectivamente. Por supuesto, también en se primer estiaje, se separarán los espigones que pudieran haber fallado.

#### **2.4.1 Separación y longitud de los primeros espigones**

Al diseñar la defensa marginal de un tramo de río los primeros espigones de aguas arriba se diseñan como se indica en la fig. 15. Para ello, en el tramo recto aguas arriba de la primera curva, la línea extrema de defensa se prolonga hacia aguas arriba hasta unirla con la margen. La línea de la margen y la extrema de defensa forman un ángulo,  $\gamma$ , que varía entre  $8^\circ$  y  $10^\circ$ . Respetando las recomendaciones ya expresadas se obtiene la localización, longitud y separación de los espigones en el tramo en que convergen la línea extrema de defensa y la margen.

La pendiente longitudinal de la corona de estos espigones debe ser la misma que la de los espigones normales de la protección, véase la fig. 15b.

Con la colocación de estos primeros espigones se evita un cambio brusco de la dirección del flujo al llegar el primer espigón de la defensa propiamente dicha.

A pesar de la utilidad y buen funcionamiento que se ha observado experimentalmente en modelos hidráulicos, en la práctica pocos diseñadores los usan y prefieren reforzar el primer espigón normal de la protección.

#### **2.5 Pendiente longitudinal, elevación y ancho de la cresta de los espigones**

Los espigones pueden ser construidos con pendiente horizontal o teniendo una pendiente hacia el centro del río que puede llegar a ser hasta de 0.25.

Los espigones con cresta horizontal se construyen principalmente cuando se desea reducir artificialmente el ancho del río, por ejemplo, cuando se desea mejorar la navegación. En cambio, cuando el propósito de los espigones consiste en proteger una margen o rectificar un tramo de río, la cresta del espigón debe tener una pendiente longitudinal de la margen hacia el extremo que se encuentra en el interior del río, como se muestra en las figs. 10 y 11.

La elevación del punto de arranque de un espigón puede ser cualquiera de las que a continuación se indican, véase la fig. 11 y 16.

- a.- En ríos de planicie será igual a la elevación de la margen.
- b.- En zonas intermedias o de montaña será igual a la elevación del agua que corresponde al gasto dominante.

Al seleccionar la pendiente longitudinal del espigón, conviene tener en mente lo siguiente:

- a.- Lograr que el extremo del espigón que se encuentra dentro del río quede a una elevación de unos 50 cm arriba del fondo del cauce. Esto es posible únicamente en ríos que casi no llevan agua en la época de estiaje.
- b.- Si el río es perenne, el extremo antes indicado debe quedar a la elevación que tiene el agua durante el momento de la construcción, la que debe efectuarse en la época de estiaje.
- c.- La pendiente longitudinal no debe de ser mayor que la que permita el manejo seguro del equipo de construcción. En los espigones construidos con enrocamiento se utilizan camiones que entran en reversa descargando en el extremo el espigón y un pequeño tractor que empuja la roca y forma la corona. Cuando se utilizan gaviones o tablaestacado esa pendiente longitudinal se da a base de escalones.

Los espigones construidos con pendiente longitudinal igual o mayor que 0.1 presentan las siguientes ventajas:

- a.- Favorecen el depósito de sedimentos entre ellos. Dicho depósito es mayor del que se hubiera tenido si la cresta fuera horizontal.
- b.- Cuando los espigones tiene paredes verticales, como ocurre con los construidos con tablaestacado, sólo se presenta una ligera erosión que tiene lugar al pie del talud de aguas arriba. Cuando el espigón tiene taludes, como ocurre con los construidos con enrocamiento, se forma un depósito de sedimentos en el talud de aguas arriba que ayuda a proteger al espigón.
- c.- Son mucho más económicos, ya que cada espigón requiere entre el 40 y 70 % del material que necesita el mismo espigón con cresta horizontal. Los mayores ahorros se obtienen en espigones construidos con enrocamiento o gaviones y el menor ahorro con los construidos con tablaestacado.
- d.- No se han observado fallas de espigones cuando estos han tenido las pendientes que se mencionan, siempre y cuando la separación entre ellos no

haya sobrepasado 4 veces la longitud de trabajo. No se han probado espigones con pendiente longitudinal, con separaciones mayores.

e.- La erosión del fondo del río es mínima frente al extremo del espigón cuando la corona de dicho extremo ha quedado a 50 cm sobre el fondo.

El ancho de la corona de los espigones depende de los materiales con que se forman y del procedimiento de construcción empleado. Así, por ejemplo, si el espigón es construido con enrocamiento, el ancho de la corona debe ser tal que permita el acceso de camiones de volteo, los cuales entrarán en reversa para descargar la roca, la que será posteriormente empujada por un tractor. Una condición extrema se presenta cuando el espigón es construido con troncos, pilotes o tablaestacados, ya que el ancho de la corona corresponderá al de las piezas que lo forman.

## 2.6 Orientación de los espigones

Los espigones pueden estar orientados hacia aguas abajo, hacia aguas arriba o ser perpendiculares a la dirección del flujo. Su orientación está dada por el ángulo  $\alpha$  que forma el eje longitudinal del espigón con respecto a la tangente trazada a la línea extrema de defensa en el punto de unión con el espigón y medido hacia aguas abajo, como se muestra en la fig. 14. El ángulo de orientación conviene que esté comprendido entre.

$$60^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ \quad (11)$$

En curvas con márgenes uniformes se recomienda

$$\alpha = 70^\circ \quad (12)$$

En curvas con márgenes irregulares conviene, en ocasiones, variar el ángulo de orientación de alguno de los espigones, esto ocurre sobre todo cuando una curva tiene un radio menor que  $2B$ . Se ha llegado a situaciones extremas en que el ángulo  $\alpha$  ha sido de  $30^\circ$ . Cuando esto ha ocurrido, hubiera sido preferible proteger la margen con un recubrimiento marginal y no utilizar espigones, ya que estos últimos resultaron más costosos.

Orientaciones con ángulos mayores de  $90^\circ$  requieren distancias menores entre espigones y por tanto, un mayor número de ellos para proteger la misma longitud de margen. Experimentalmente se ha encontrado que espigones con orientaciones de

120° y con pendiente longitudinal es su corona no trabajan satisfactoriamente y aún más, cuando un espigón falla la erosión de la margen es mayor que la que se produce cuando los espigones tienen ángulos entre 60 y 70°.

Es importante destacar que los espigones con pendiente horizontal, si se pueden orientar hacia aguas arriba formando un ángulo no mayor de 115°. Para ángulos iguales o mayores que 120° ya se comentó que no trabajan satisfactoriamente.

Téngase en cuenta el ángulo de orientación de los espigones repercute en la separación entre ellos.

## **2.7 Permeabilidad de los espigones**

Los espigones pueden ser impermeables o permeables. Los primeros alejan de la orilla a las líneas de corriente con alta velocidad, mientras que los segundos reducen la velocidad del flujo por debajo de su límite erosivo, véase la fig. 17. Estos últimos, cuando están bien diseñados, facilitan de inmediato la sedimentación de arena entre los espigones. Infortunadamente no existe un criterio confiable para determinar las pérdidas de carga producidas por espigones permeables, ni para cuantificar la reducción de la velocidad del flujo. Ello se determina experimentalmente en el sitio.

Los espigones permeables tienden con el tiempo a perder permeabilidad debido a toda la basura, ramas y troncos que llegar a detener. Por ello se deben diseñar para resistir el empuje del agua en esas condiciones. La mayoría de los espigones permeables se construyen con troncos de árbol y pilotes de madera formando una pantalla en la que dichos elementos no están juntos, aunque unidos con travesaños de madera y en ocasiones con alambre, véase fig. 17. Usualmente los espigones construidos con roca o gaviones al principio no son totalmente impermeables; lo llegan a ser cuando sus huecos se rellenan con la arena y limo que transporta el agua.

Los espigones permeables deben de llegar también a la línea extrema de defensa. Su separación entre ellos es menor que para los espigones impermeables y depende de la reducción de la velocidad que se obtenga con cada uno de ellos; generalmente están separados entre 10 a 50 m independientemente de longitud. Su corona es siempre horizontal longitudinalmente y siempre deben empotrarse. Además requieren de una observación y mantenimiento constante, ya que pueden ser destruidos por troncos y árboles que arrastre la corriente.

## **2.8 Material de construcción**

Los espigones pueden ser construidos con una gran variedad de materiales, como por ejemplo: tablaestacados de madera o concreto, troncos de árboles y ramas, enrocamiento, elementos prefabricados de mortero o concreto, elementos

prefabricados de acero y alambre y con gaviones. En nuestro medio la mayoría de los espigones se construyen con enrocamiento o gaviones. En aquellos lugares donde la roca o grava se encuentra a grandes distancias o no hay, conviene utilizar bolsas o sacos comunes de plástico rellenos con mortero o concreto.

Los materiales de construcción deben ser lo suficientemente resistentes para soportar la velocidad de la corriente y sobre todo para resistir el impacto directo de troncos o árboles que pueda arrastrar la corriente durante grandes avenidas. Por esta razón los que son construidos con troncos de árboles o madera pueden llegar a ser destruidos.

## 2.9. Socavación local al pie de espigones

La socavación más importante que se produce al pie de un espigón ocurre en el extremo que se encuentra dentro del agua. Cuando los espigones son construidos en ríos que casi no tienen escurrimiento durante la época de estiaje, no existe socavación durante su construcción. Si además se les da una pendiente longitudinal y su extremo final queda casi a la elevación del fondo, como se indicó en el apartado 2.5, tampoco sufren erosiones durante su vida útil.

No ocurre lo mismo cuando son construidos en ríos que llevan aguas todo el año, y aún la velocidad de la corriente en estiaje es elevada. Si ello ocurre, a medida que se construye el espigón se produce una socavación en su extremo y por tanto, al continuar la construcción también se tiene que ir rellenando la depresión que se forma por efecto de esa socavación, véase la fig. 18. Esto trae como consecuencia un incremento en el volumen de material de construcción, y por tanto, en el costo final de la obra. Si ello se desea evitar, conviene primero construir una capa de grava o enrocamiento de unos 30 cm de espesor que ocupe toda la base del futuro espigón, véase las figs. 16 y 19. Esto necesariamente tendrá que hacerse desde barcazas. Posteriormente se podrá construir el espigón iniciándolo desde la orilla.

Para obtener la socavación al pie del extremo de un espigón, se puede utilizar la ecuación que a continuación se indica, la cual fue obtenida por Maza quien utilizó los datos y criterio inicial de Latuischenkov. Dicha relación establece.

$$d_e = 0.855d_o \left( 4.17 + L_n(Q_1/Q) \right) e^{(0.0028\alpha - 0.24k)} \quad (13)$$

donde:

$d_e$  profundidad máxima en la zona erosionada al final del espigón, medida desde la superficie, asociado al gasto  $Q$

$d_0$  profundidad del flujo en una zona cercana al extremo del espigón no afectada por la erosión, asociado al gasto  $Q$

$\alpha$  ángulo entre el eje longitudinal del espigón y la dirección del flujo, medido hacia aguas abajo, según se muestra en la fig. 14

$k$  talud del extremo del espigón. Es igual a  $\cot \phi$ , en que  $\phi$  es el ángulo que forma el talud con la horizontal, véase las figs. 10 y 11

$Q_1$  gasto teórico que podría pasar por la zona ocupada por el espigón. Para obtenerlo, se obtiene el gasto unitario  $q = Q/b$ . y se multiplica por la longitud del espigón proyectada en un plano perpendicular a la dirección del flujo.

$Q$  gasto total en el río. Para el cálculo de la socavación se utiliza el gasto asociado a un período de retorno entre 25 y 50 años. El gasto así obtenido es mayor que el dominante y aún puede producir desbordamientos.

La ec. 14.13 es dimensionalmente correcta, por lo que puede usarse con cualquier sistema congruente de unidades.



# ANEXO I

---

## FIGURAS

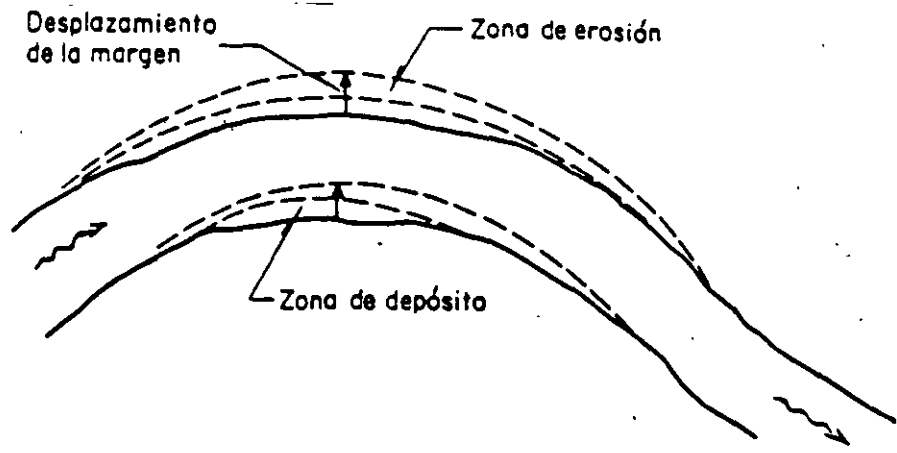


Fig 1 Desplazamientos laterales de un cauce

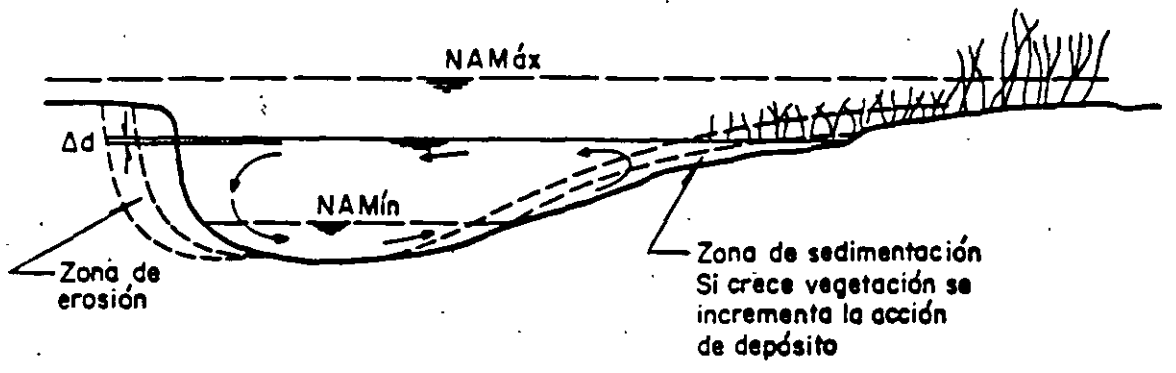


Fig 2 Erosión y sedimentación en curvas

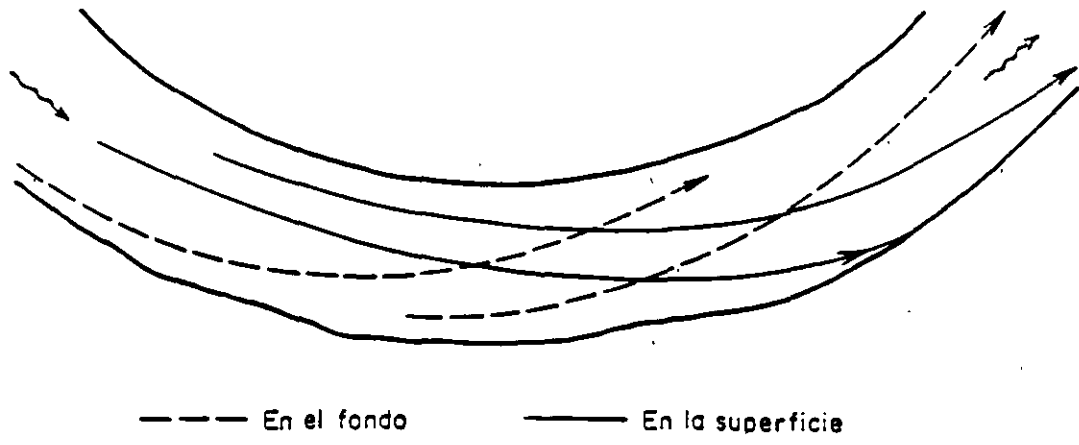


Fig 3 Esquema de la curva de un río, con dos trayectorias de partículas localizadas en el fondo y en la superficie del agua

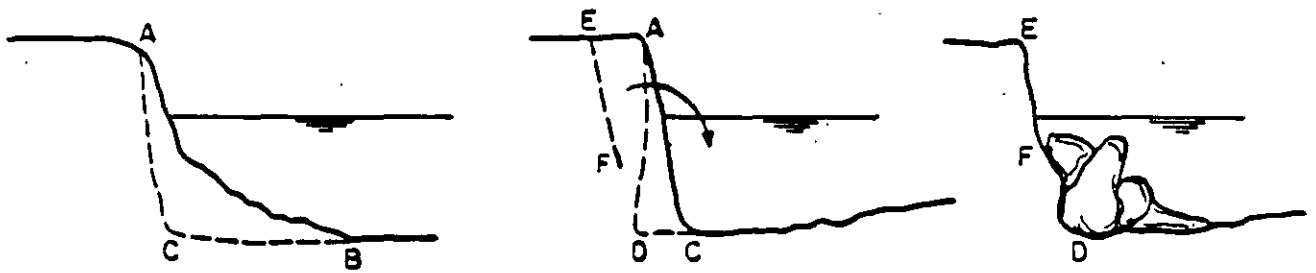


Fig 4 Una posible forma de falla y erosión de la margen

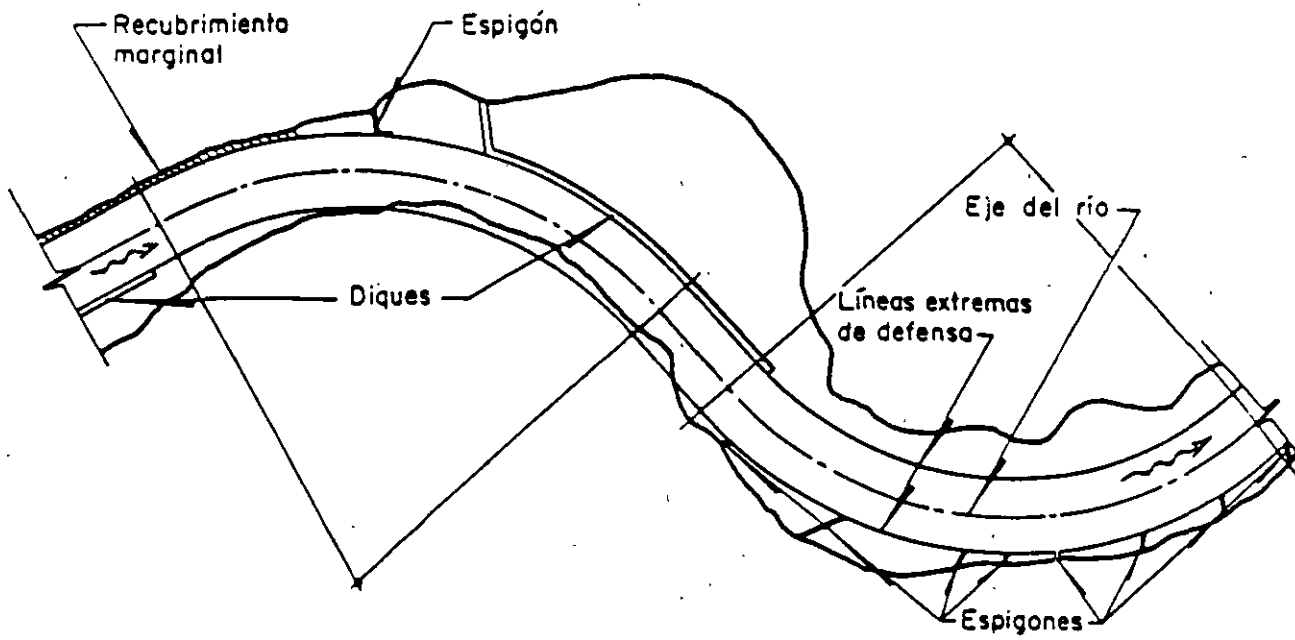


Fig 5 Obras de protección marginal

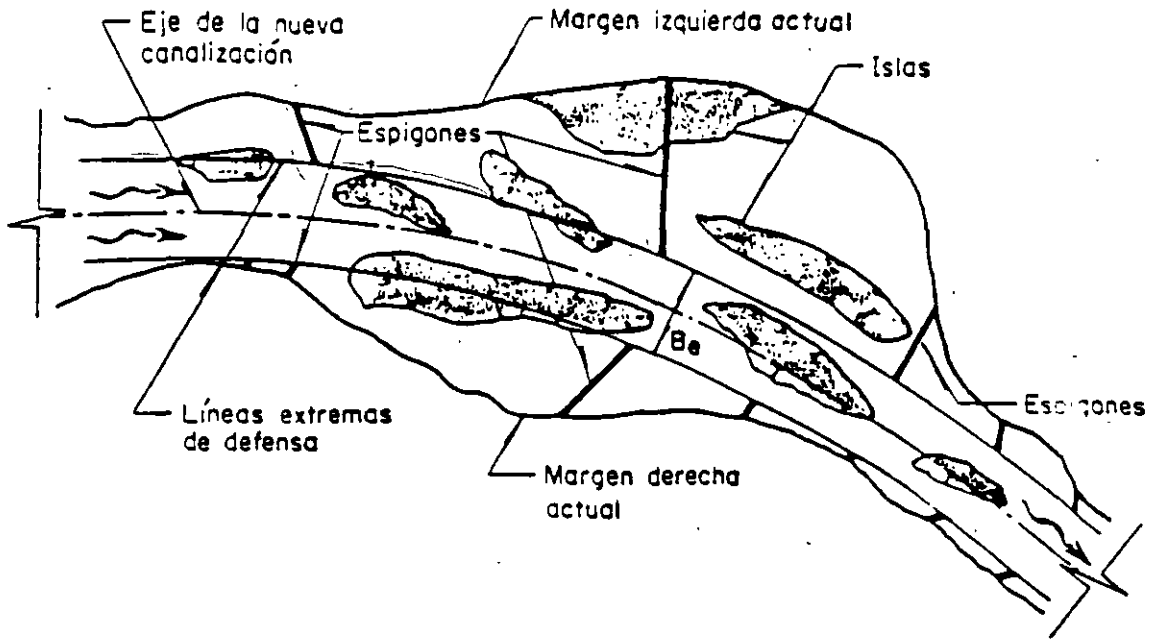


Fig 6 Trazo del eje del río y líneas extremas de defensa en una rectificación

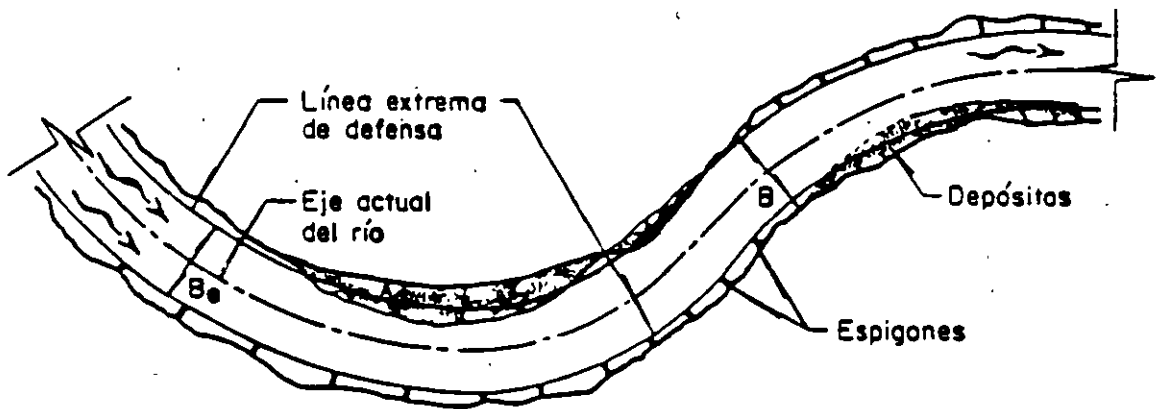


Fig 7 Trazo del eje del río y líneas extremas de defensa para proteger los márgenes actuales

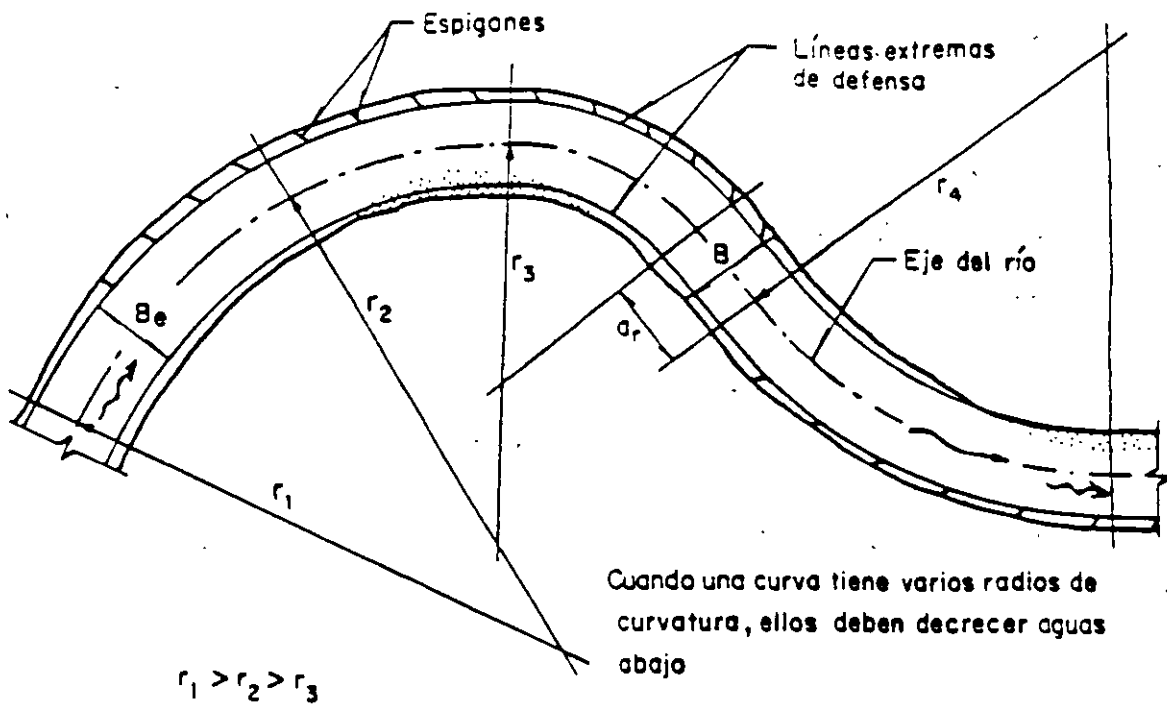


Fig 8 Trazo del eje del río

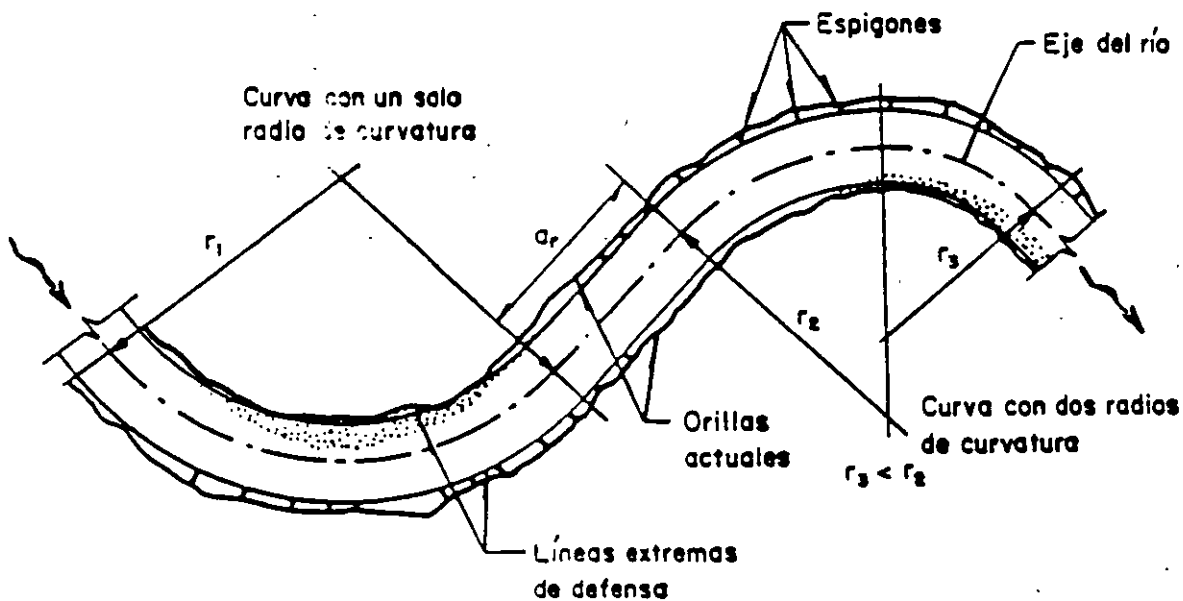


Fig 9 Eje del río y radios de curvatura

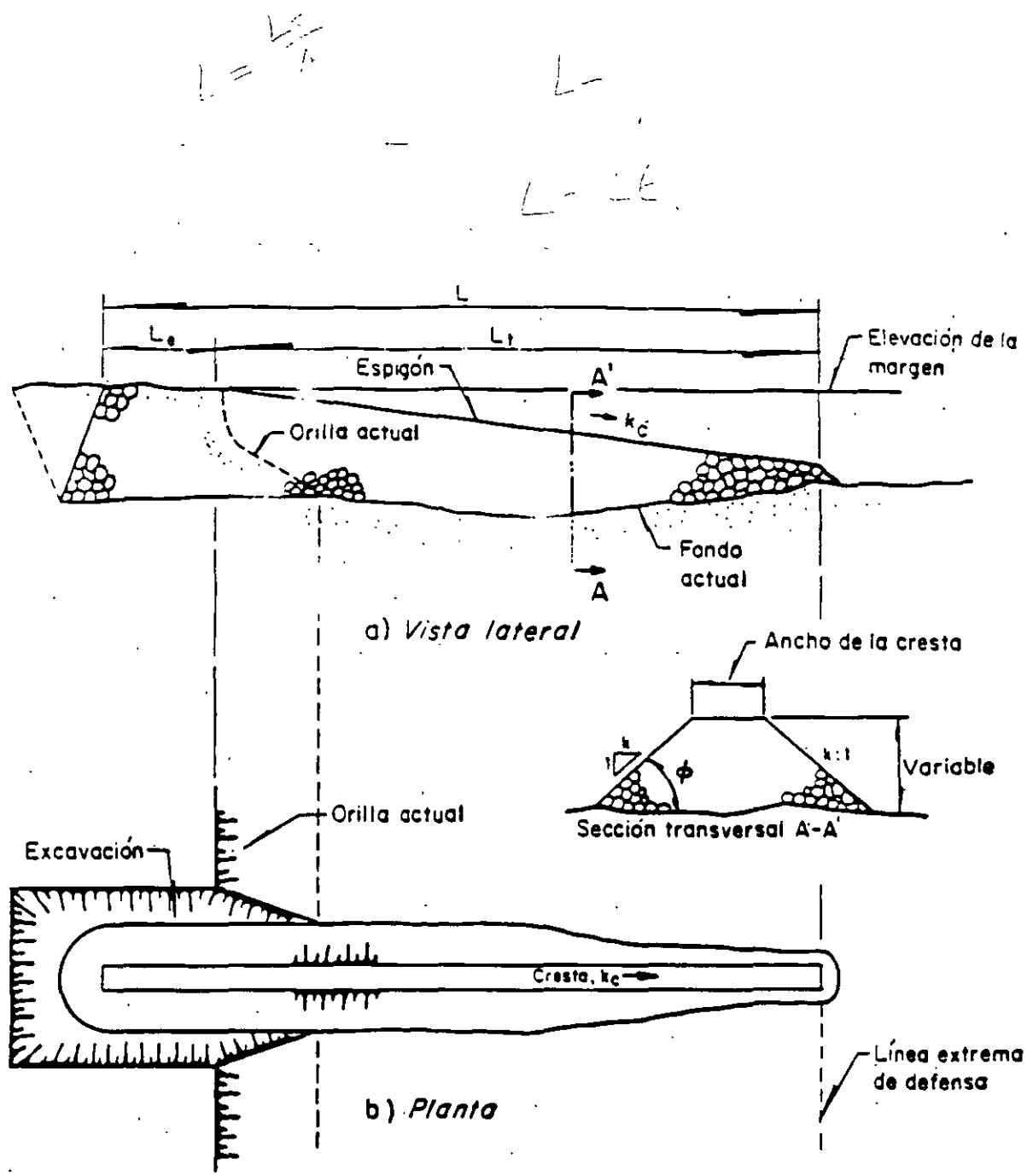


Fig 10 Espigón empotrado

$$L_t = \frac{B}{4}$$

$$L_e = \frac{B}{16}$$

$$L = \frac{L_e}{k_c} = \frac{B}{16}$$

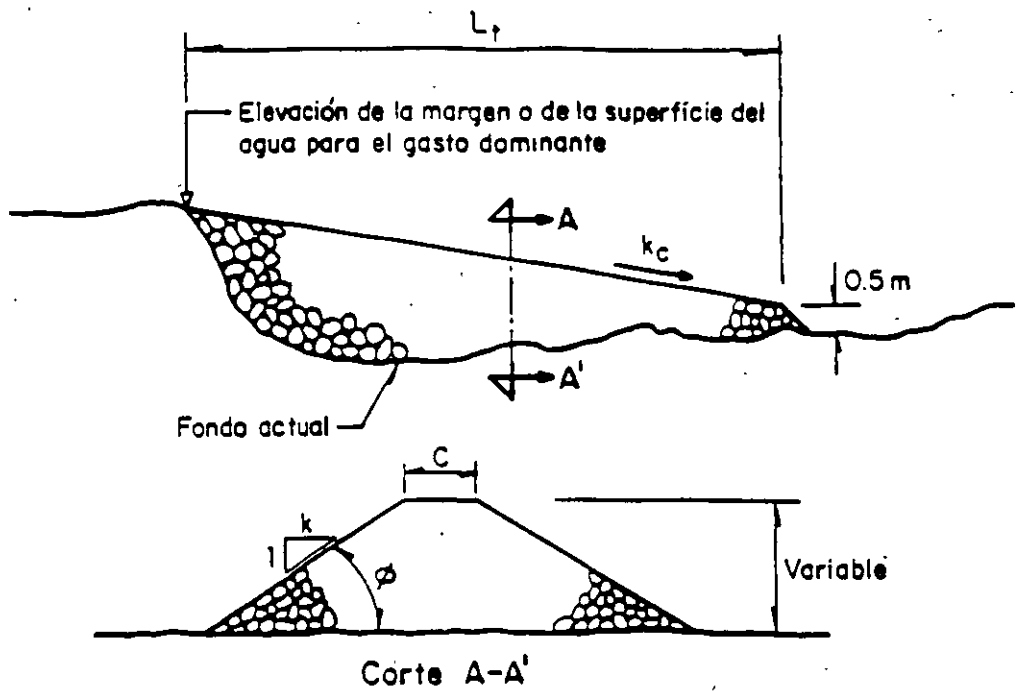


Fig 11 Espigón apoyado en la margen en ríos de planicie



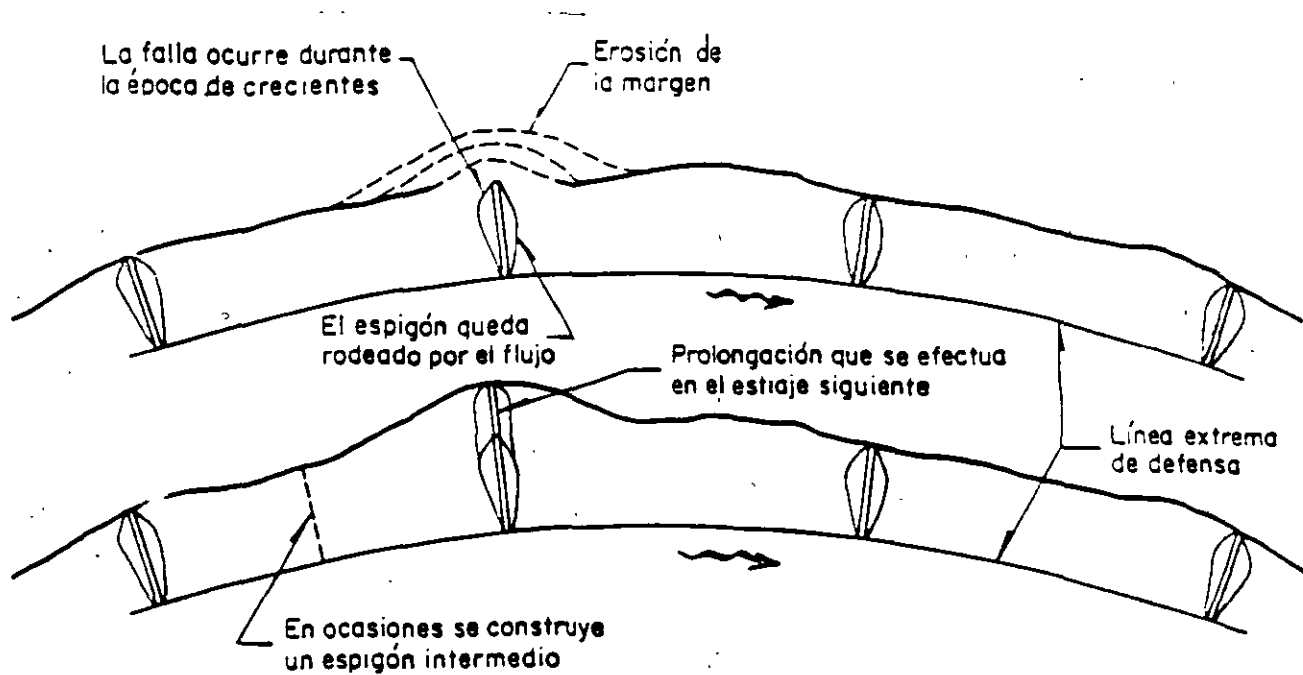


Fig 12 Falla de un espigón

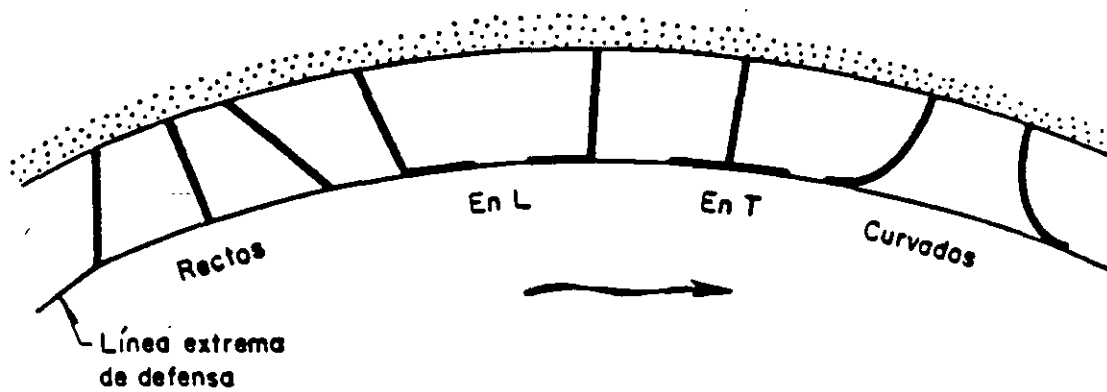


Fig 13 Forma en planta de los espigones

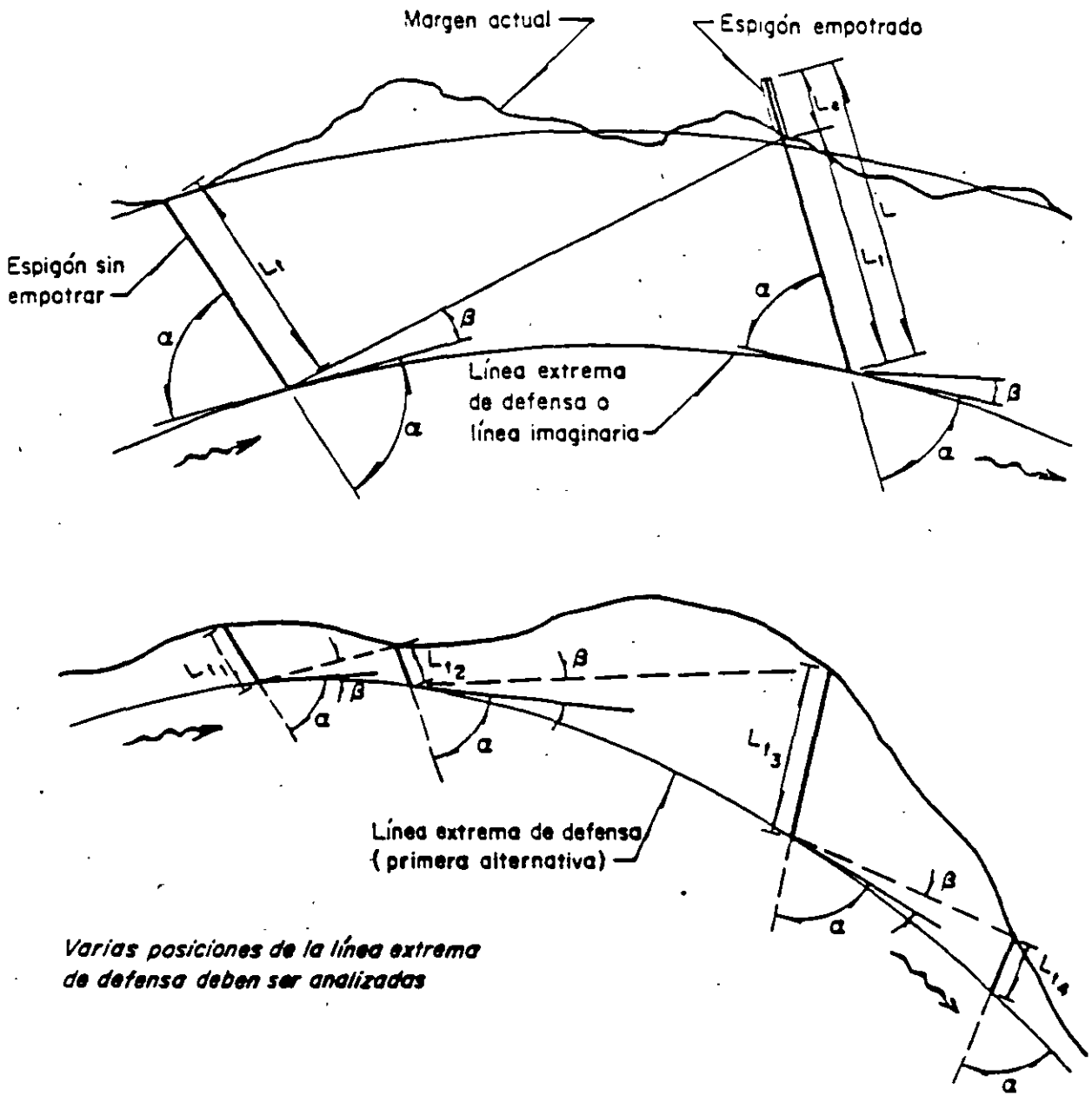


Fig 14 Método para obtener el espaciamiento entre espigones

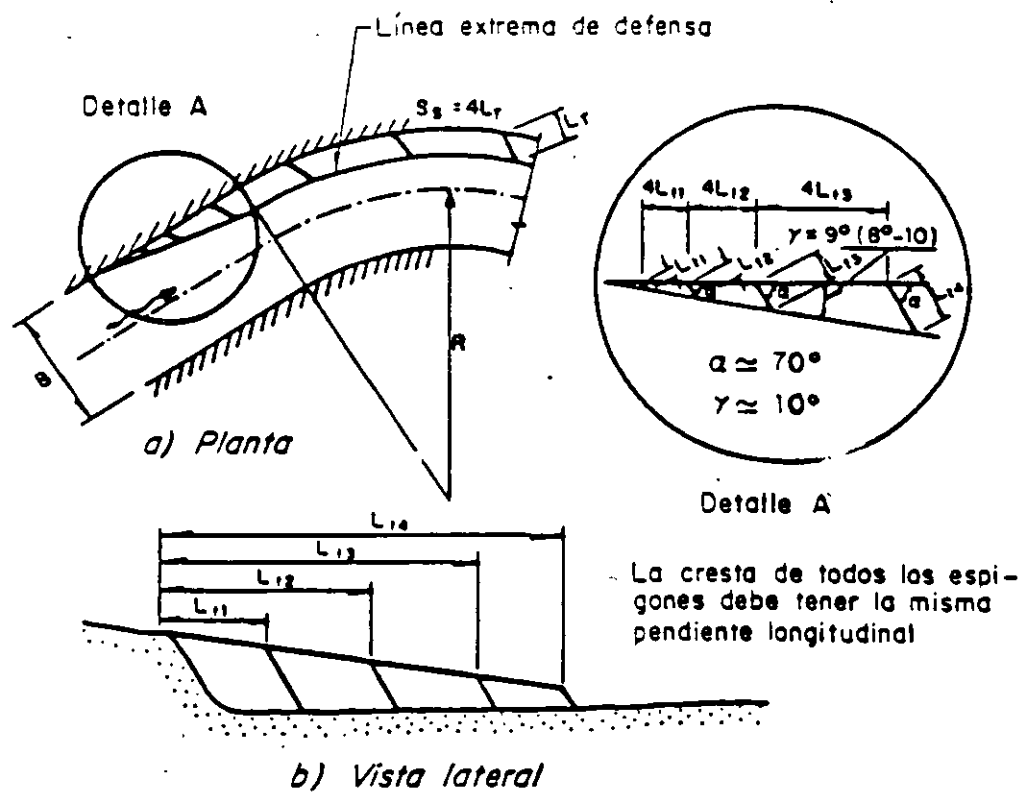
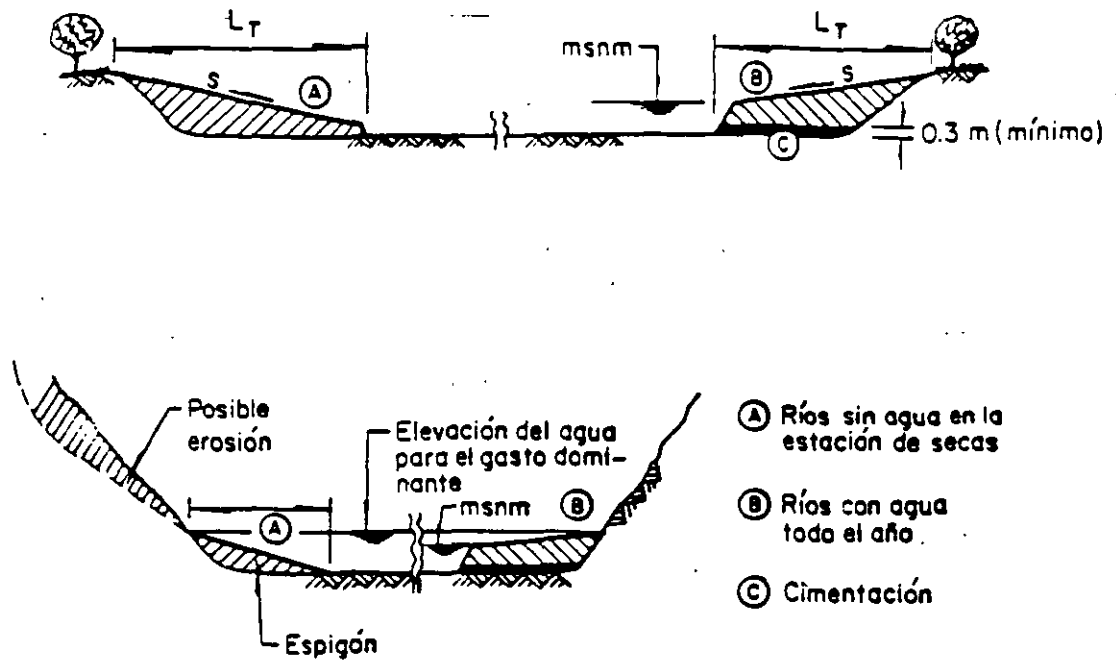


Fig 15 Diseño de los primeros espigones en una obra de protección



*b) Construcción de espigones cuando las márgenes son altas*

Fig 16 Construcción de espigones en función de la altura de las márgenes

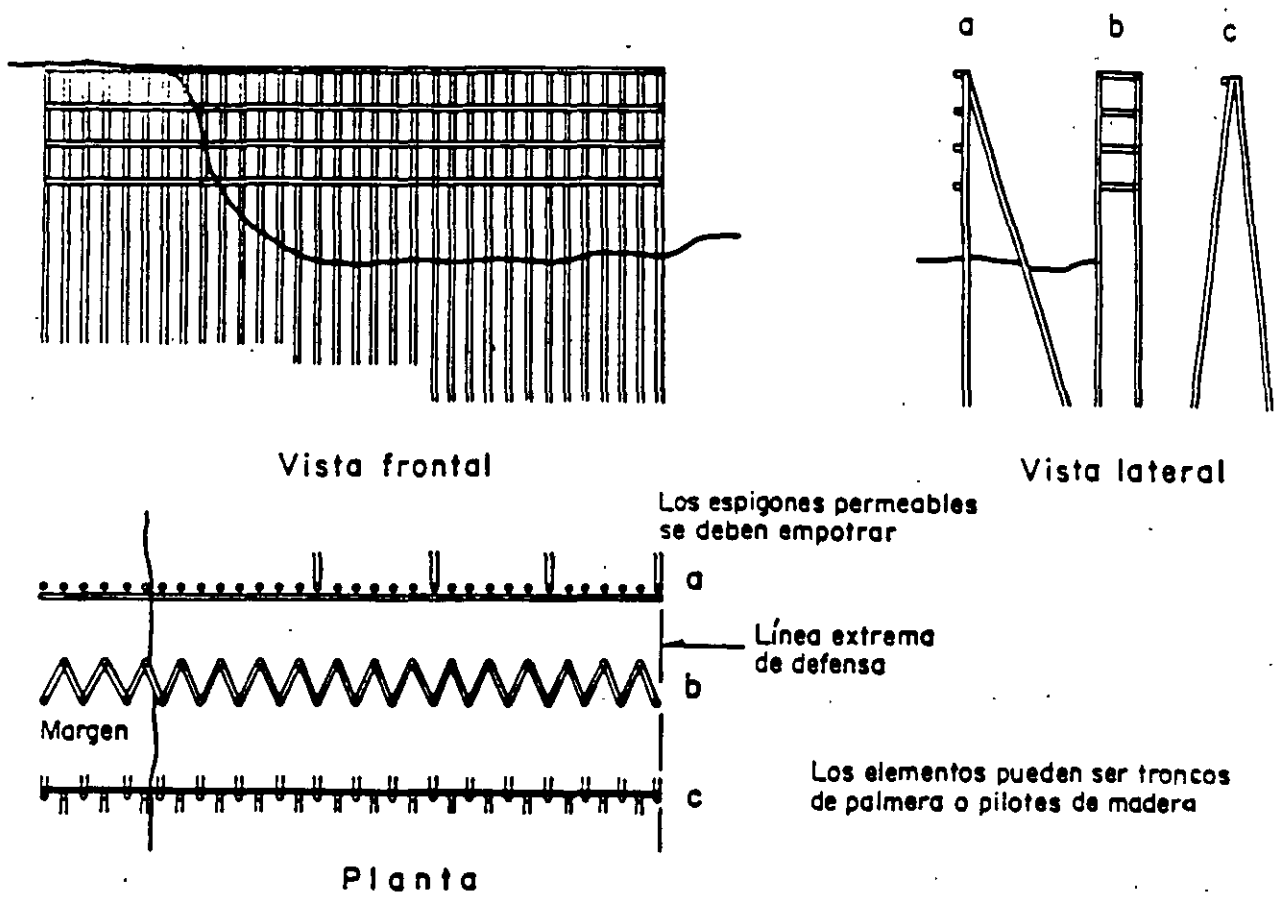


Fig 17 Esquemas de espigones permeables

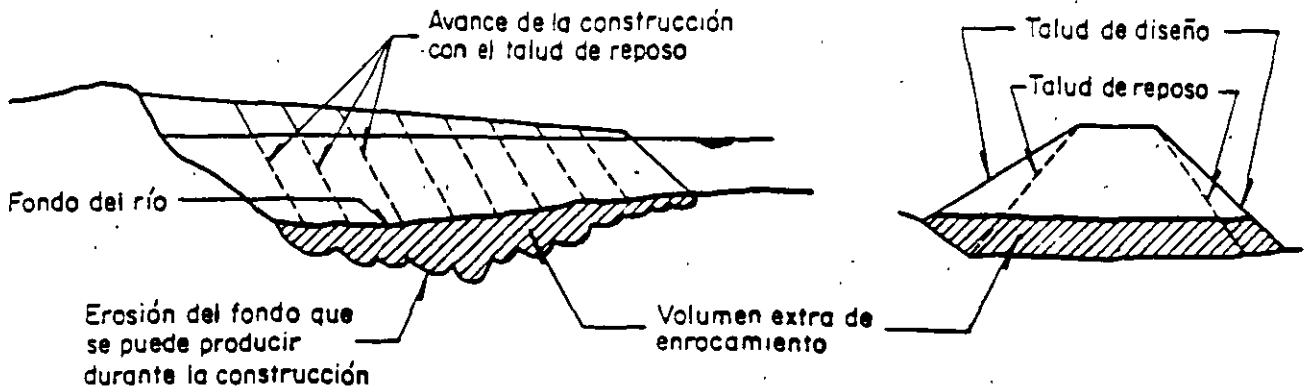


Fig 18 Erosión del fondo durante la construcción

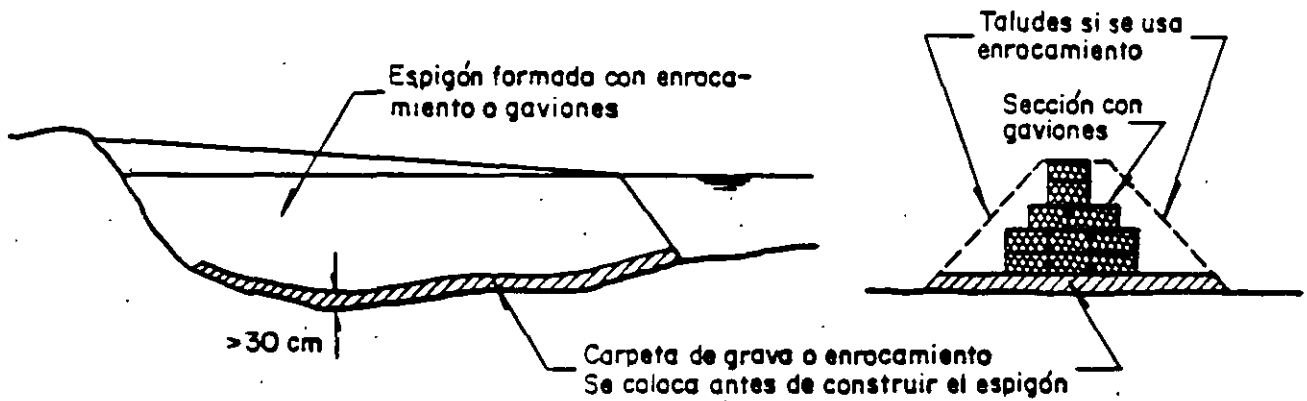


Fig 19 Forma de evitar la erosión durante la construcción

## ANEXO II

---

*ESTUDIO DE PROTECCION Y  
ESTABILIZACION DE LA CURVA  
DERECHA QUE PRESENTA EL RIO  
AMECA, INMEDIATAMENTE AGUAS  
ARRIBA DEL PUENTE DEL MISMO  
NOMBRE*

## 6.2.3.- RIO AMECA

### ANEXO II

---

6.2.3.1.1.- ESTUDIO DE PROTECCION  
Y ESTABILIZACION DE LA CURVA  
DERECHA QUE PRESENTA EL RIO  
AMECA, INMEDIATAMENTE AGUAS  
ARRIBA DEL PUENTE DEL MISMO  
NOMBRE



**ESTUDIO DE PROTECCIÓN Y ESTABILIZACIÓN DE LA CURVA  
DERECHA QUE PRESENTA EL RÍO AMECA INMEDIATAMENTE  
AGUAS ARRIBA DEL PUENTE PRINCIPAL DEL MISMO NOMBRE,  
DEL:**

<b>CAMINO</b>	:	COMPOSTELA - BARRA DE NAVIDAD
<b>TRAMO</b>	:	COMPOSTELA - PUERTO VALLARTA
<b>KM</b>	:	0 + 700
<b>ORIGEN</b>	:	PUERTO VALLARTA, JAL.

CIUDAD DE MEXICO, JULIO DE 1996.



SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES  
DIRECCIÓN GENERAL DE SERVICIOS TÉCNICOS  
DIRECCIÓN DE ESTUDIOS  
SUBDIRECCIÓN DE HIDROLOGÍA E HIDRÁULICA  
DEPARTAMENTO DE DRENAJE

**ESTUDIO DE PROTECCIÓN Y ESTABILIZACIÓN DE LA CURVA DERECHA QUE PRESENTA EL RÍO AMECA INMEDIATAMENTE AGUAS ARRIBA DEL PUENTE PRINCIPAL DEL MISMO NOMBRE, DEL :**

**CAMINO** : COMPOSTELA - BARRA DE NAVIDAD  
**TRAMO** : COMPOSTELA - PUERTO VALLARTA  
**KM** : 0 + 700  
**ORIGEN** : PUERTO VALLARTA, JAL.

**GENERALIDADES**

La zona en estudio se localiza en las inmediaciones de la desembocadura del río Ameca al Océano Pacífico, en una zona de planicie costera de baja pendiente, en la que la erraticidad de la corriente ha propiciado la formación de meandros. Ver croquis 1 y fotografías aéreas de 1973 y 1995.

Con lo anterior y la información recabada en campo se determinó que la margen izquierda del río ha sido erosionada en los últimos 20 años debido a la existencia de una curva derecha que presenta la corriente del lado de aguas arriba y a que el material que conforma esta margen es muy erosionable.

**DESCRIPCIÓN Y ANÁLISIS**

El camino en estudio cuenta con dos puentes de 521 y 183 m de longitud, el primero sobre el cauce principal del río Ameca y el segundo en la margen izquierda para drenar los desbordamientos que ocurren hacia esa zona. Con la erosión progresiva de la curva, el esviate de la corriente respecto al puente principal se ha incrementado poniendo en riesgo la estabilidad del terraplén de la carretera que existe entre las obras (principal y auxiliar); para protegerlo, esta Dirección General recomendó un dique de forma semi-elíptica que fue construido en el año de 1995.

Como ya se mencionó, el cauce es muy errático, lo que puede originar que la corriente cambie su curso hacia el puente auxiliar; éste cambio de dirección que ocurriría al presentarse una avenida extraordinaria y erosionarse la margen, se está favoreciendo aun más debido a la reciente extracción de material de la margen izquierda, cuya finalidad se desconoce, pero incrementa la posibilidad de que el río cambie su curso, por lo que ésta actividad deberá suspenderse en forma inmediata. En la planta general se indica en forma aproximada la zona de extracción de material, esto debido a que en el momento de realizarse el vuelo con que se elaboró la restitución, aun no se efectuaba dicha extracción.

Por lo anterior, se considera de suma importancia la necesidad de estabilizar y proteger la margen izquierda del río del lado de aguas arriba del puente principal, como se recomienda a continuación.

## RECOMENDACIONES

Para estabilizar y restablecer la margen izquierda del río, en la zona ya indicada, se consideró necesario llevar a cabo una protección a base de espigones de enrocamiento con la ubicación y características mostradas en el anexo N° 1, croquis 2 y planta general. Los espigones recomendados serán sin empotramiento en la margen, por lo que se deberá tener especial cuidado en reparar el inicio de la obra en caso de que se presente erosión, ya que de no hacerlo, el espigón podría ser flanqueado. Además se considera necesario colocar los espigones E1, E2 y E3 empotrados en la margen, para protegerla y no modificar la línea extrema de defensa; para su construcción se requiere excavar una trinchera con ancho de plantilla igual a la base del espigón y profundidad igual a la elevación del fondo del río, misma que deberá ser rellenada con el material de construcción de los espigones.

Es importante que la construcción de los espigones se realice en época de estiaje y que una vez construidos se realicen observaciones periódicas para verificar su comportamiento, con la finalidad de elaborar un programa de conservación consistente en la reparación y reposición de los espigones que pudieran presentar fallas después de la época de avenidas, lo cual es muy frecuente por el reacomodo del enrocamiento debido a la socavación que ocurre en la punta del espigón.

Se considera de suma importancia la construcción de dicha protección, ya que con ella se pretende estabilizar el curso de la corriente en la zona de cruce y evitar que el esviate con que actualmente llega se incremente; la omisión de esta protección puede ocasionar los problemas ya descritos.

Con la protección recomendada, se pretende disminuir el esviate con que llega la corriente hacia el puente principal al restituirse paulatinamente la margen protegida; no se consideró apropiado proyectar una protección definitiva con espigones más largos, ya que estos reducirían en forma importante el área hidráulica del río y se requeriría de trabajos adicionales de extracción de material de la margen derecha a lo largo del cauce, en el tramo que se pretende proteger.

Por lo anterior, es necesario que una vez que la margen se estabilice con los espigones recomendados, se realice un nuevo levantamiento topográfico para proyectar una nueva disposición de espigones, que tengan la función de restituir aún más la margen para disminuir el esviate de la corriente respecto al puente principal y garantizar un mejor funcionamiento hidráulico de éste.

Cabe hacer mención que la Comisión Nacional del Agua (CNA) construyó, en el mes de mayo de este año, 18 espigones para encauzar el río del lado de aguas abajo y proteger de inundaciones al poblado Jarretaderas, Jal., que se localiza sobre la margen derecha a 1.5 km aguas abajo del puente Ameca. La distribución de los espigones es la siguiente : 7 inmediatamente aguas abajo del puente principal, sobre la margen derecha, protegiendo una longitud aproximada de 500 m, y 11 a la altura de Jarretaderas, para proteger y estabilizar la curva izquierda que presenta el río en esa zona. Convendrá realizar observaciones tanto a los espigones, como al comportamiento que presente el cauce, y llevar un registro de los cambios que se originen por el efecto de las protecciones. El tramo del cauce en observación deberá ser por lo menos de 500 m aguas arriba del primer espigón (SCT), y 500 m aguas abajo del último (CNA).

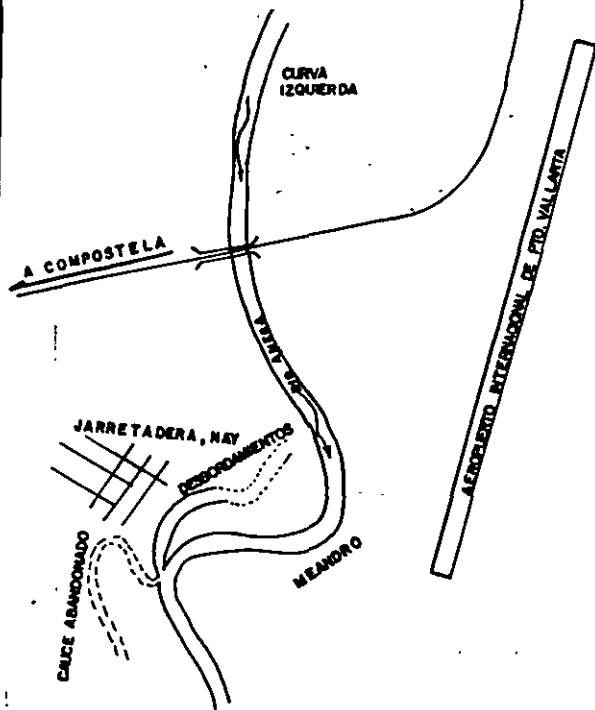
Ciudad de México, julio de 1996.

JFRM \* DGA \* ECS

# MODIFICACIONES QUE HA PRESENTADO EL CAUCE PRINCIPAL DEL RIO AMECA

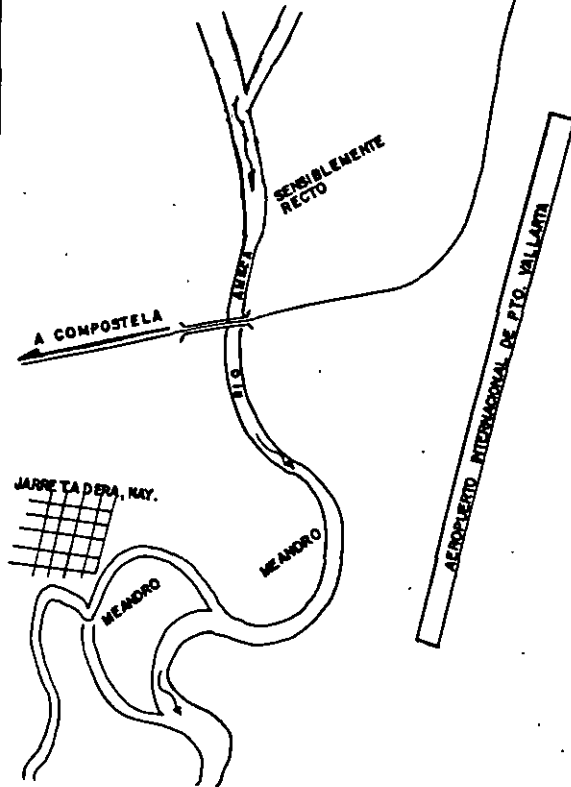
1969

A PTO. VALLARTA



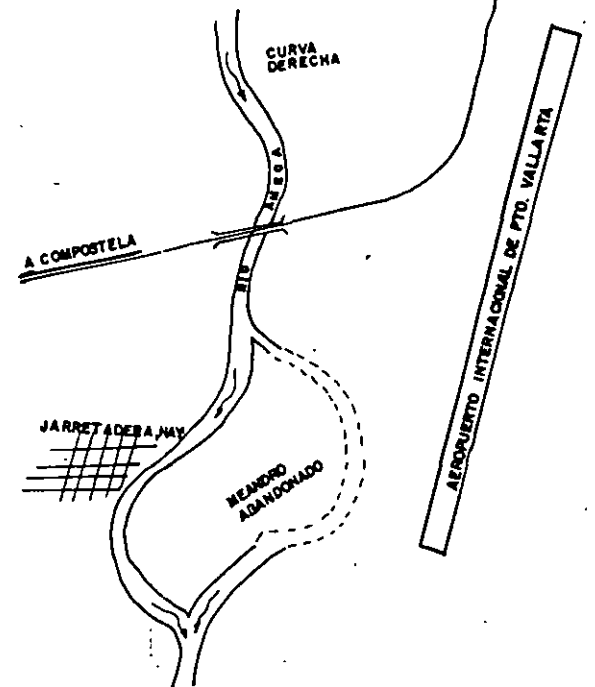
1973

A PTO. VALLARTA



1995

A PTO. VALLARTA



CARRETERA :	COMPOSTELA - BARRA DE NAVIDAD
TRAMO :	COMPOSTELA - PUERTO VALLARTA
KM. :	0 + 700
ORIGEN :	PUERTO VALLARTA.

CROQUIS. 1



FOTOGRAFIA 2 (1973)

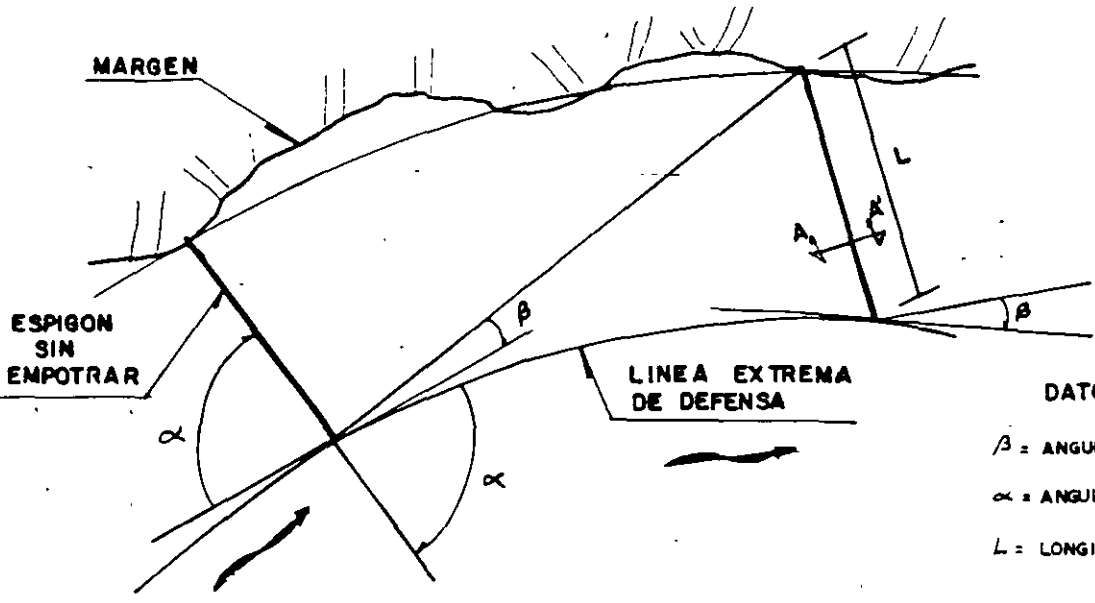


PUERTO VALLARTA, JAL.

FOTOGRAFIA I (1995)

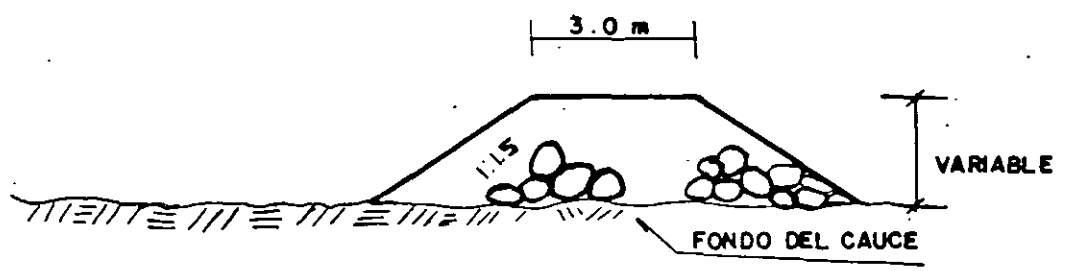
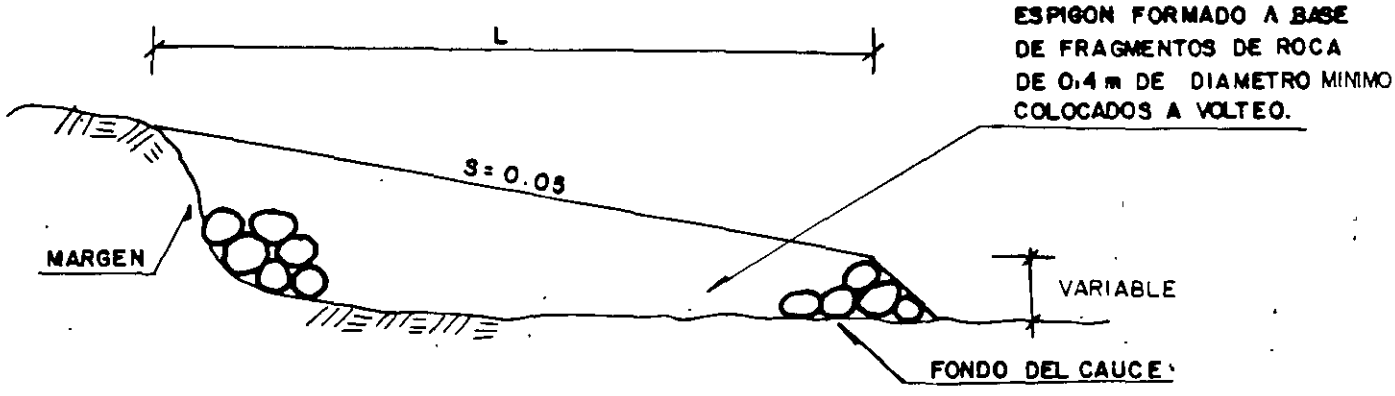
RIO AMERICA

LA COMPOSTELA, N.



**DATOS DE DISEÑO**  
 $\beta$  = ANGULO DE EXPANCIÓN  
 $\alpha$  = ANGULO DE ORIENTACION  
 L = LONGITUD DEL ESPIGON

**ESPIGON SIN EMPOTRAMIENTO**



**CORTE A - A'**

CRUCE	: PUENTE AMECA
CAMINO	: COMPOSTELA - BARRA DE NAVIDAD
TRAMO	: COMPOSTELA - PUERTO VALLARTA
KM	: 0+700
ORIGEN	: PUERTO VALLARTA, JAL.

**CROQUIS 2**



**ESTUDIO DE PROTECCIÓN Y ESTABILIZACIÓN DE LA CURVA  
DERECHA QUE PRESENTA EL RIÓ AMECA INMEDIATAMENTE  
AGUAS ARRIBA DEL PUENTE PRINCIPAL DEL MISMO NOMBRE**

**ANEXO I**

## RECOMENDACIONES PARA EL TRAZO Y CONSTRUCCION DE LOS ESPIGONES DE PROTECCION DE LA MARGEN IZQUIERDA DEL RIO AMECA, AGUAS ARRIBA DEL PUNTE PRINCIPAL.

Para el trazo de los espigones en campo, se deberá trazar la línea Y, perpendicular al alineamiento del puente auxiliar (línea X), que deberá iniciarse en el punto A, localizado a 120 m del estribo de la margen derecha del puente auxiliar. Ver planta general.

Una vez trazada la línea Y, se deberán marcar los cadenamientos cuya distancia se proporciona en la tabla. Estas referencias servirán de apoyo para el trazo de líneas auxiliares con una deflexión de 90°00' izq., que lleguen al punto de inicio del espigón; ésta distancia también se encuentra contenida en la tabla referida.

Una vez marcados los puntos de inicio de cada espigón, se procederá a determinar la orientación de los espigones. Ver planta general y tabla siguiente.

La longitud de los espigones es la que se indica a continuación en la tabla:

NUMERO DE ESPIGON	CADENAMIENTO SOBRE LINEA "Y."	DISTANCIA HASTA EL INICIO DEL ESPIGON m	ANGULO DEL ESPIGON	LONGITUD DEL ESPIGON m	VOLUMEN DEL ESPIGON m <sup>3</sup>
1	0+616.5	53.5	45° izq	29.0	127
2	0+560.5	48.5	39° 30' izq	10.5	66
3	0+528.0	40.5	35° 30' izq	7.5	33
4	0+498.5	34.0	32° izq	6.0	33
E1	0+456.0	24.0	28° izq	10.0	105
E2	0+412.0	19.0	20° izq	10.0	90
5	0+385.0	22.0	19° izq	6.5	39
6	0+343.5	17.5	15° izq	12.5	45
7	0+301.0	14.0	10° 30' izq	20.5	69
E3	0+255.0	36.0	5° izq	10.0	75
8	0+167.5	66.0	6° der	13.0	34
9	0+129.0	81.5	11° der	17.0	78
10	0+091.0	96.0	16° der	26.0	110
				Total	904

### IMPORTANTE:

El volumen del material para conformar los espigones es aproximado, ya que se obtuvo a partir de la restitución fotogramétrica y se desconoce la profundidad que pueda tener el cauce en la zona que será invadido por los espigones, por lo cual se propone efectuar un levantamiento detallado de los ejes de los espigones para calcular el volumen real.

**ESTUDIO DE PROTECCIÓN Y ESTABILIZACIÓN DE LA CURVA  
DERECHA QUE PRESENTA EL RIÓ AMECA INMEDIATAMENTE  
AGUAS ARRIBA DEL PUENTE PRINCIPAL DEL MISMO NOMBRE**

**PLANTA GENERAL**

## 6.2.3.- RIO AMECA

### ANEXO II

---

---

6.2.3.1.1.- ESTUDIO DE PROTECCION  
Y ESTABILIZACION DE LA CURVA  
DERECHA QUE PRESENTA EL RIO  
AMECA, INMEDIATAMENTE AGUAS  
ARRIBA DEL PUENTE DEL MISMO  
NOMBRE

**ESTUDIO DE PROTECCIÓN Y ESTABILIZACIÓN DE LA CURVA  
DERECHA QUE PRESENTA EL RIÓ AMECA INMEDIATAMENTE  
AGUAS ARRIBA DEL PUENTE PRINCIPAL DEL MISMO NOMBRE,  
DEL:**

\*  
**CAMINO** : COMPOSTELA - BARRA DE NAVIDAD  
**TRAMO** : COMPOSTELA - PUERTO VALLARTA  
**KM** : 0 + 700  
**ORIGEN** : PUERTO VALLARTA, JAL.

CIUDAD DE MEXICO, JULIO DE 1996.

**DIRECCIÓN GENERAL DE SERVICIOS TÉCNICOS**  
Dirección de Estudios  
Subdirección de Hidrología e Hidráulica

120.404.030

Ciudad de México, 21 de julio de 1996

**C. ING. CEDRIC IVAN ESCALANTE SAURI**

Director General de Conservación de Carreteras  
Magdalena N° 21, P. H.  
Col. Del Valle 03100  
México, D.F.

En atención a su oficio N° 108.204.DT.037 referente a la realización del estudio y proyecto de espigones para la protección y restitución de la margen izquierda del río "Ameca", aguas arriba del puente del mismo nombre, del camino Compostela - Barra de Navidad, Tramo Compostela - Puerto Vallarta, Km 0+700, con origen de cadenamiento en Puerto Vallarta, Jal., en anexo se proporciona el estudio de protección y estabilización de la curva derecha que presenta el río Ameca, inmediatamente aguas arriba del puente principal del mismo nombre, el cual tiene la finalidad de estabilizar y restituir la margen izquierda, además de disminuir el ángulo de esviaje con que actualmente llega la corriente hacia el puente principal del río Ameca.

El personal de esta Dirección General estará atento para proporcionar cualquier información que se solicite al respecto.

A t e n t a m e n t e  
El Director General

  
**ING. OSCAR DE BUEN RICHKARDAY**

 Anexo: Una carpeta

c.c.p. C. Director de Estudios.- D.G.S.T.- oficinas.- s/a

c.c.p. C. Director General del Centro SCT Nayarit.- Lerdo 162 poniente, 4° piso.- Centro.- Tepic, Nay.-s/a

c.c.p. C. Jefe de la Unidad Regional de Servicios Técnicos Hermosillo , Carretera a Bahía Kino, Km 4.5,  
Col. El Llano.- 83210.- Hermosillo, Son.- s/a.

 C.c.p. Archivo c/a

EAR\*





SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES  
DIRECCIÓN GENERAL DE SERVICIOS TÉCNICOS  
DIRECCIÓN DE ESTUDIOS  
SUBDIRECCIÓN DE HIDROLOGÍA E HIDRÁULICA  
DEPARTAMENTO DE DRENAJE

**ESTUDIO DE PROTECCIÓN Y ESTABILIZACIÓN DE LA CURVA DERECHA QUE PRESENTA EL RÍO AMECA INMEDIATAMENTE AGUAS ARRIBA DEL PUENTE PRINCIPAL DEL MISMO NOMBRE, DEL :**

**CAMINO : COMPOSTELA - BARRA DE NAVIDAD**  
**TRAMO : COMPOSTELA - PUERTO VALLARTA**  
**KM : 0 + 700**  
**ORIGEN : PUERTO VALLARTA, JAL.**

**GENERALIDADES**

La zona en estudio se localiza en las inmediaciones de la desembocadura del río Ameca al Océano Pacífico, en una zona de planicie costera de baja pendiente, en la que erraticidad de la corriente ha propiciado la formación de meandros. Ver croquis 1 y fotografías aéreas de 1973 y 1995.

Con lo anterior y la información recabada en campo se determinó que la margen izquierda del río ha sido erosionada en los últimos 20 años debido a la existencia de una curva derecha que presenta la corriente del lado de aguas arriba y a que el material que conforma esta margen es muy erosionable.

**DESCRIPCIÓN Y ANÁLISIS**

El camino en estudio cuenta con dos puentes de 521 y 183 m de longitud, el primero sobre el cauce principal del río Ameca y el segundo en la margen izquierda para drenar los desbordamientos que ocurren hacia esa zona. Con la erosión progresiva de la curva, el esviaje de la corriente respecto al puente principal se ha incrementado poniendo en riesgo la estabilidad del terraplén de la carretera que existe entre las obras (principal y auxiliar); para protegerlo, esta Dirección General recomendó un dique de forma semi-elíptica que fue construido en el año de 1995.

Como ya se mencionó, el cauce es muy errático, lo que puede originar que la corriente cambie su curso hacia el puente auxiliar; éste cambio de dirección que ocurriría al presentarse una avenida extraordinaria y erosionarse la margen, se está favoreciendo aun más debido a la reciente extracción de material de la margen izquierda, cuya finalidad se desconoce, pero incrementa la posibilidad de que el río cambie su curso, por lo que ésta actividad deberá suspenderse en forma inmediata. En la planta general se indica en forma aproximada la zona de extracción de material, esto debido a que en el momento de realizarse el vuelo con que se elaboró la restitución, aun no se efectuaba dicha extracción.

Por lo anterior, se considera de suma importancia la necesidad de estabilizar y proteger la margen izquierda del río del lado de aguas arriba del puente principal, como se recomienda a continuación.

### RECOMENDACIONES

Para estabilizar y restablecer la margen izquierda del río, en la zona ya indicada, se consideró necesario llevar a cabo una protección a base de espigones de enrocamiento, con la ubicación y características mostradas en el anexo N° 1, croquis 2 y planta general. Los espigones recomendados serán sin empotramiento en la margen, por lo que se deberá tener especial cuidado en reparar el inicio de la obra en caso de que se presente erosión, ya que de no hacerlo, el espigón podría ser flanqueado. Además se considera necesario colocar los espigones E1, E2 y E3 empotrados en la margen, para protegerla y no modificar la línea extrema de defensa; para su construcción se requiere excavar una trinchera con ancho de plantilla igual a la base del espigón y profundidad igual a la elevación del fondo del río, misma que deberá ser rellenada con el material de construcción de los espigones.

Es importante que la construcción de los espigones se realice en época de estiaje y que una vez construidos se realicen observaciones periódicas para verificar su comportamiento, con la finalidad de elaborar un programa de conservación consistente en la reparación y reposición de los espigones que pudieran presentar fallas después de la época de avenidas, lo cuál es muy frecuente por el reacomodo del enrocamiento debido a la socavación que ocurre en la punta del espigón.



Se considera de suma importancia la construcción de dicha protección, ya que con ella se pretende estabilizar el curso de la corriente en la zona de cruce y evitar que el esviaje con que actualmente llega se incremente; la omisión de esta protección puede ocasionar los problemas ya descritos.

Con la protección recomendada, se pretende disminuir el esviaje con que llega la corriente hacia el puente principal al restituirse paulatinamente la margen protegida; no se consideró apropiado proyectar una protección definitiva con espigones más largos, ya que estos reducirían en forma importante el área hidráulica del río y se requeriría de trabajos adicionales de extracción de material de la margen derecha a lo largo del cauce, en el tramo que se pretende proteger.

Por lo anterior, es necesario que una vez que la margen se estabilice con los espigones recomendados, se realice un nuevo levantamiento topográfico para proyectar una nueva disposición de espigones, que tengan la función de restituir aún más la margen para disminuir el esviaje de la corriente respecto al puente principal y garantizar un mejor funcionamiento hidráulico de éste.

Cabe hacer mención que la Comisión Nacional del Agua (CNA) construyó, en el mes de mayo de este año, 18 espigones para encauzar el río del lado de aguas abajo y proteger de inundaciones al poblado Jarretaderas, Jal., que se localiza sobre la margen derecha a 1.5 km aguas abajo del puente Ameca. La distribución de los espigones es la siguiente: 7 inmediatamente aguas abajo del puente principal, sobre la margen derecha, protegiendo una longitud aproximada de 500 m, y 11 a la altura de Jarretaderas, para proteger y estabilizar la curva izquierda que presenta el río en esa zona. Convendrá realizar observaciones tanto a los espigones, como al comportamiento que presente el cauce, y llevar un registro de los cambios que se originen por el efecto de las protecciones. El tramo del cauce en observación deberá ser por lo menos de 500 m aguas arriba del primer espigón (SCT), y 500 m aguas abajo del último (CNA).

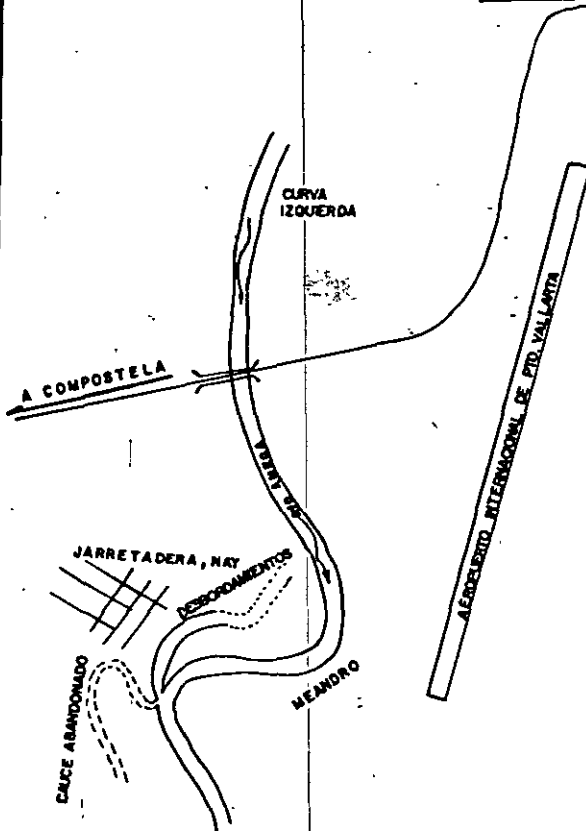
Ciudad de México, julio de 1996.

JFRM \* DGA \* ECS

# MODIFICACIONES QUE HA PRESENTADO EL CAUCE PRINCIPAL DEL RIO AMECA

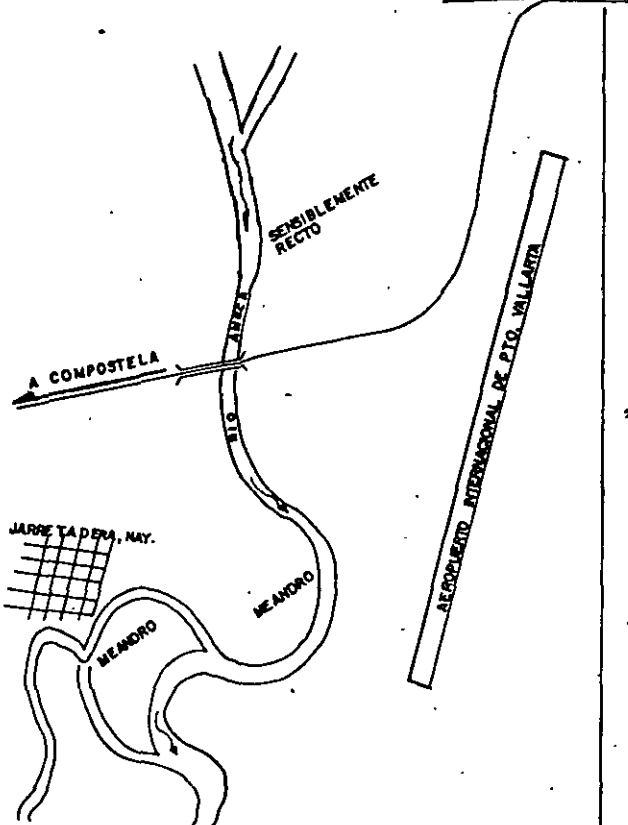
1969

A PTO. VALLARTA



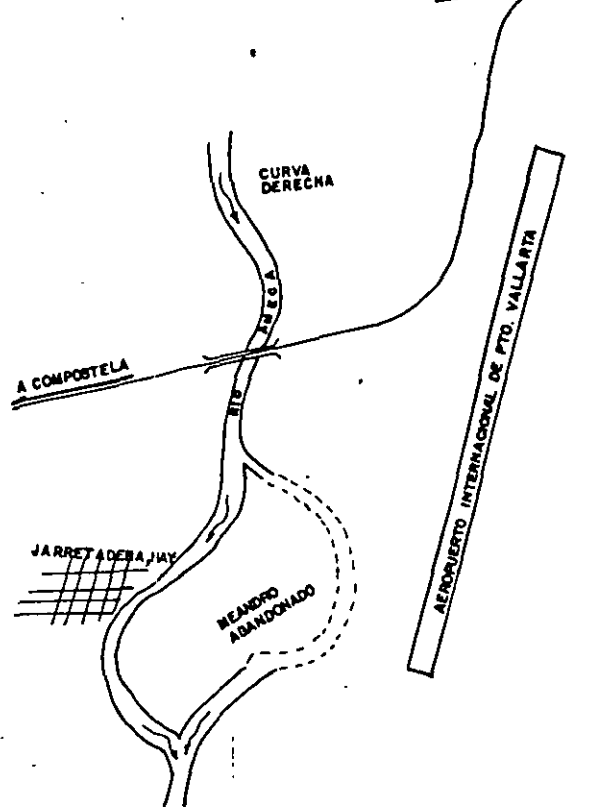
1973

A PTO VALLARTA



1995

A PTO. VALLARTA



CARRERA:	COMPOSTELA - BARRA DE NAVIDAD
TRAMO	COMPOSTELA - PUERTO VALLARTA
KM.	0 + 700
ORIGEN	PUERTO VALLARTA.

CROQUIS. 1



WILSON ROAD  
MILITARY

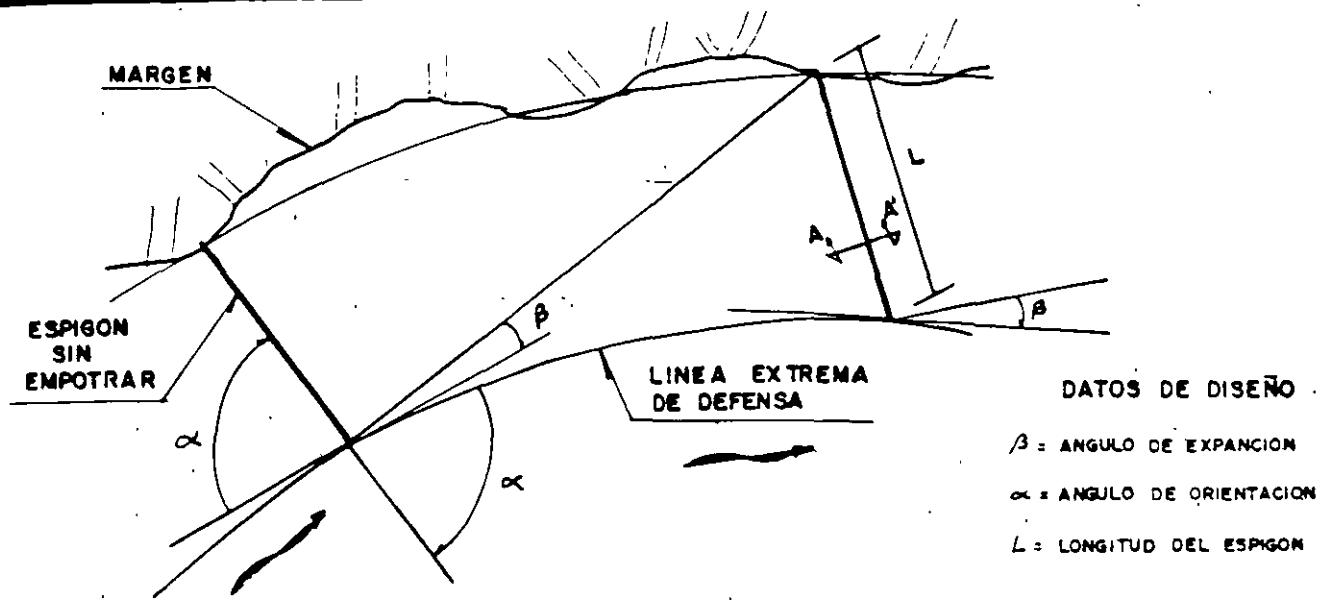
PUERTO VILLARIAL

LA VENTURA  
LA VENTURA

LA MONICA

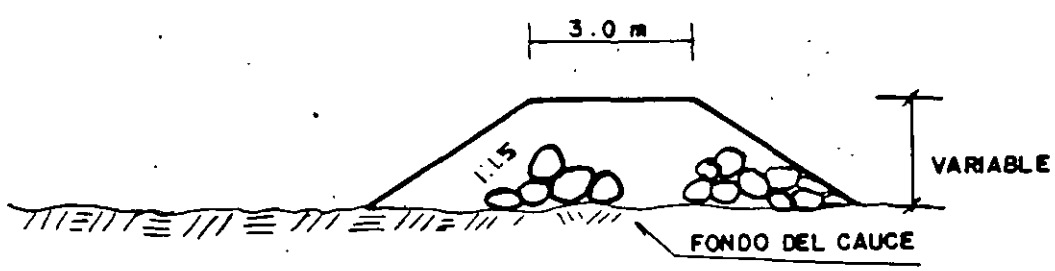
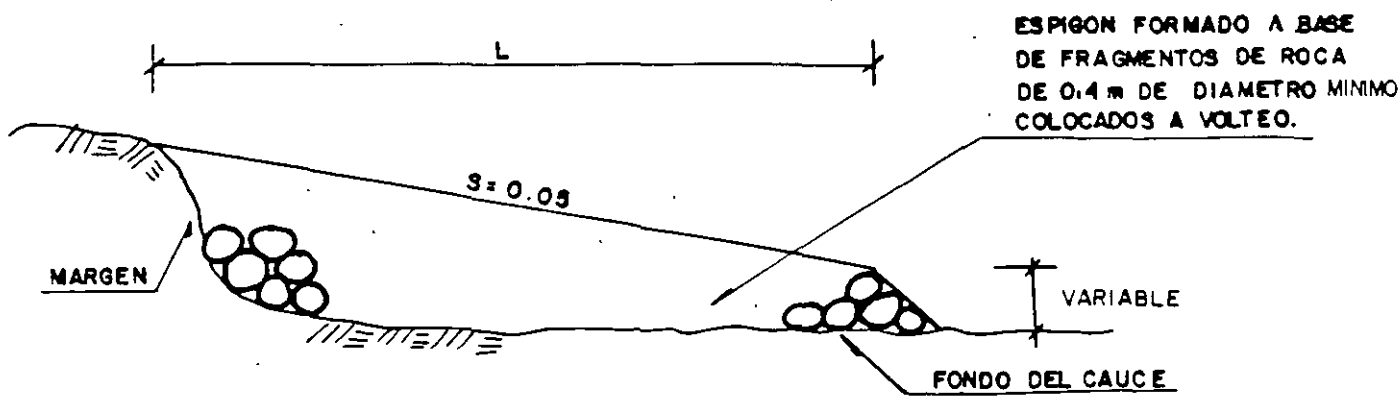
LA COMPLETA

004 0090 000 002 490 852 51 474 46



**DATOS DE DISEÑO**  
 $\beta$  = ANGULO DE EXPANCIÓN  
 $\alpha$  = ANGULO DE ORIENTACIÓN  
L = LONGITUD DEL ESPIGON

**ESPIGON SIN EMPOTRAMIENTO**



**CORTE A - A'**

CRUCE	: PUENTE AMECA
CAMINO	: COMPOSTELA - BARRA DE NAVIDAD
TRAMO	: COMPOSTELA - PUERTO VALLARTA
KM	: 0+700
ORIGEN	: PUERTO VALLARTA, JAL.

**CROQUIS 2**

**ESTUDIO DE PROTECCIÓN Y ESTABILIZACIÓN DE LA CURVA  
DERECHA QUE PRESENTA EL RÍO AMECA INMEDIATAMENTE  
AGUAS ARRIBA DEL PUENTE PRINCIPAL DEL MISMO NOMBRE**

**ANEXO I**

## RECOMENDACIONES PARA EL TRAZO Y CONSTRUCCION DE LOS ESPIGONES DE PROTECCION DE LA MARGEN IZQUIERDA DEL RIO AMECA, AGUAS ARRIBA DEL PUENTE PRINCIPAL.

Para el trazo de los espigones en campo, se deberá trazar la línea Y, perpendicular al alineamiento del puente auxiliar (línea X), que deberá iniciarse en el punto A, localizado a 120 m del estribo de la margen derecha del puente auxiliar. Ver planta general.

Una vez trazada la línea Y, se deberán marcar los cadenamientos cuya distancia se proporciona en la tabla. Estas referencias servirán de apoyo para el trazo de líneas auxiliares con una deflexión de 90°00' izq., que lleguen al punto de inicio del espigón; ésta distancia también se encuentra contenida en la tabla referida.

Una vez marcados los puntos de inicio de cada espigón, se procederá a determinar la orientación de los espigones. Ver planta general y tabla siguiente.

La longitud de los espigones es la que se indica a continuación en la tabla:

NUMERO DE ESPIGON	CADENAMIENTO SOBRE LINEA "Y"	DISTANCIA HASTA EL INICIO DEL ESPIGON m	ANGULO DEL ESPIGON	LONGITUD DEL ESPIGON m	VOLUMEN DEL ESPIGON m3
1	0+616.5	53.5	45° izq	29.0	127
2	0+560.5	48.5	39° 30' izq	10.5	66
3	0+528.0	40.5	35° 30' izq	7.5	33
4	0+498.5	34.0	32° izq	6.0	33
E1	0+456.0	24.0	28° izq	10.0	105
E2	0+412.0	19.0	20° izq	10.0	90
5	0+385.0	22.0	19° izq	6.5	39
6	0+343.5	17.5	15° izq	12.5	45
7	0+301.0	14.0	10° 30' izq	20.5	69
E3	0+255.0	36.0	5° izq	10.0	75
8	0+167.5	66.0	6° der	13.0	34
9	0+129.0	81.5	11° der	17.0	78
10	0+091.0	96.0	16° der	26.0	110
				Total	904

### IMPORTANTE:

El volumen del material para conformar los espigones es aproximado, ya que se obtuvo a partir de la restitución fotogramétrica y se desconoce la profundidad que pueda tener el cauce en la zona que será invadido por los espigones, por lo cual se propone efectuar un levantamiento detallado de los ejes de los espigones para calcular el volumen real.

ANEXO I

**ESTUDIO DE PROTECCIÓN Y ESTABILIZACIÓN DE LA CURVA  
DERECHA QUE PRESENTA EL RÍO AMECA INMEDIATAMENTE  
AGUAS ARRIBA DEL PUENTE PRINCIPAL DEL MISMO NOMBRE**

**PLANTA GENERAL**





**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.  
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

---

**CURSO INSTITUCIONAL**

**INSPECCION, MANTENIMIENTO Y REHABILITACION  
DE PUENTES**

**del 27 de octubre al 7 de noviembre de 1997**

**VIDA UTIL Y VIDA RESIDUAL**

**Palacio de Minería  
1997**

## 6. VIDA ÚTIL Y VIDA RESIDUAL.

### 6.1. DEFINICIONES

En la fase de proyecto se definen los requisitos de seguridad y funcionalidad con los que se va a dotar a una determinada estructura. Estas decisiones están basadas en las sollicitaciones de tipo mecánico que van a actuar sobre la estructura. Se entiende pues como Vida Útil, el período en el que la estructura conserva los requisitos del proyecto sobre seguridad, funcionalidad y estética, sin costos inesperados de mantenimiento.

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

Así Tuutti<sup>(54)</sup> estableció su conocido modelo que se muestra en la Figura 1.21. Este modelo está desarrollado específicamente para el caso de la corrosión de armadura. En el modelo se distinguen dos períodos:

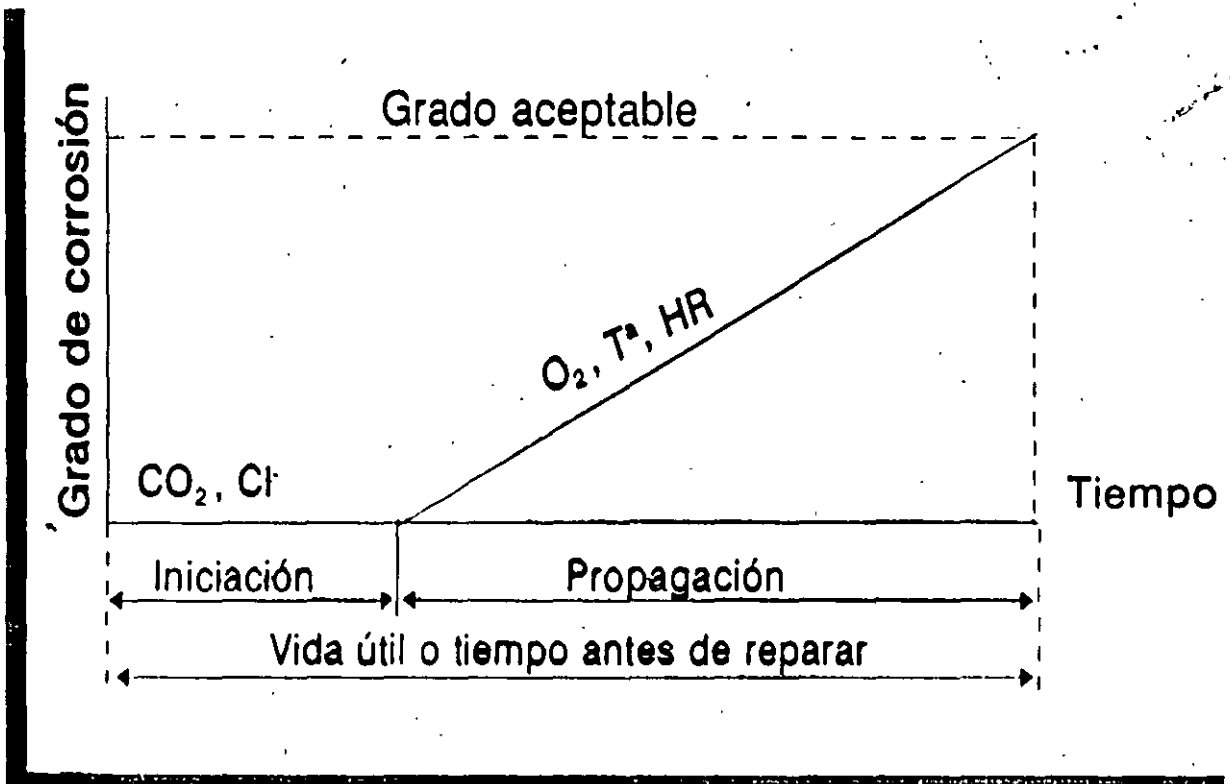


Figura 1.21. Modelo de vida útil de Tuutti

a) **Período de iniciación de la corrosión ( $t_i$ )**, que es el tiempo que tardan los cloruros o la carbonatación en llegar hasta la armadura y despasivarla.

b) **Período de propagación ( $t_p$ )**, en el que la armadura se corroe libremente, hasta que llega a un grado de deterioro inaceptable desde el punto de vista de la seguridad y funcionalidad o estética.

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

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

La Figura I.22 presenta un esquema de la tendencia progresiva de degradación en su capacidad portante de una estructura que se está corroyendo y que corresponde a lo que sería su vida residual (ya ha sobrepasado los requisitos introducidos en el proyecto).

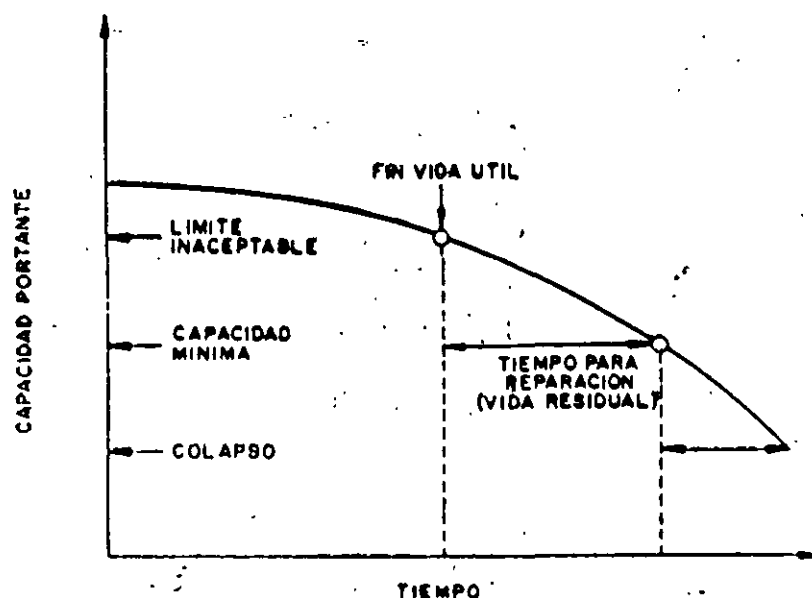
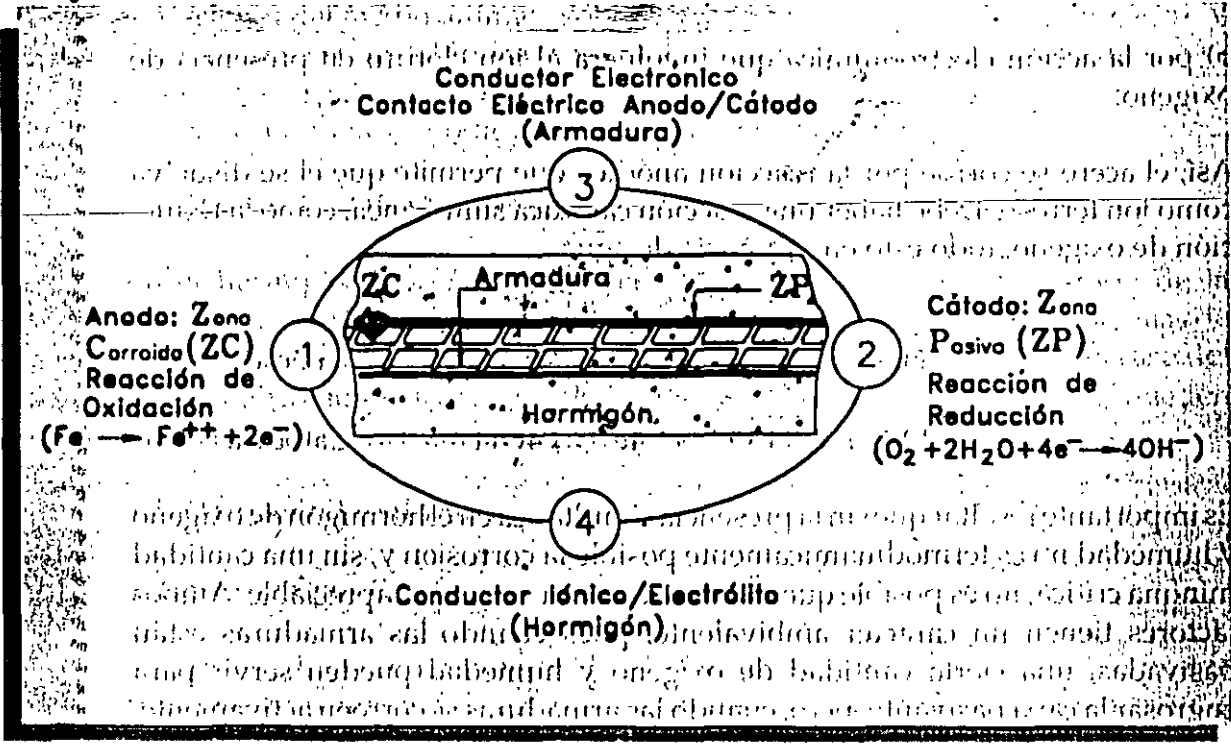


Figura I.22. Modelo de vida residual

2



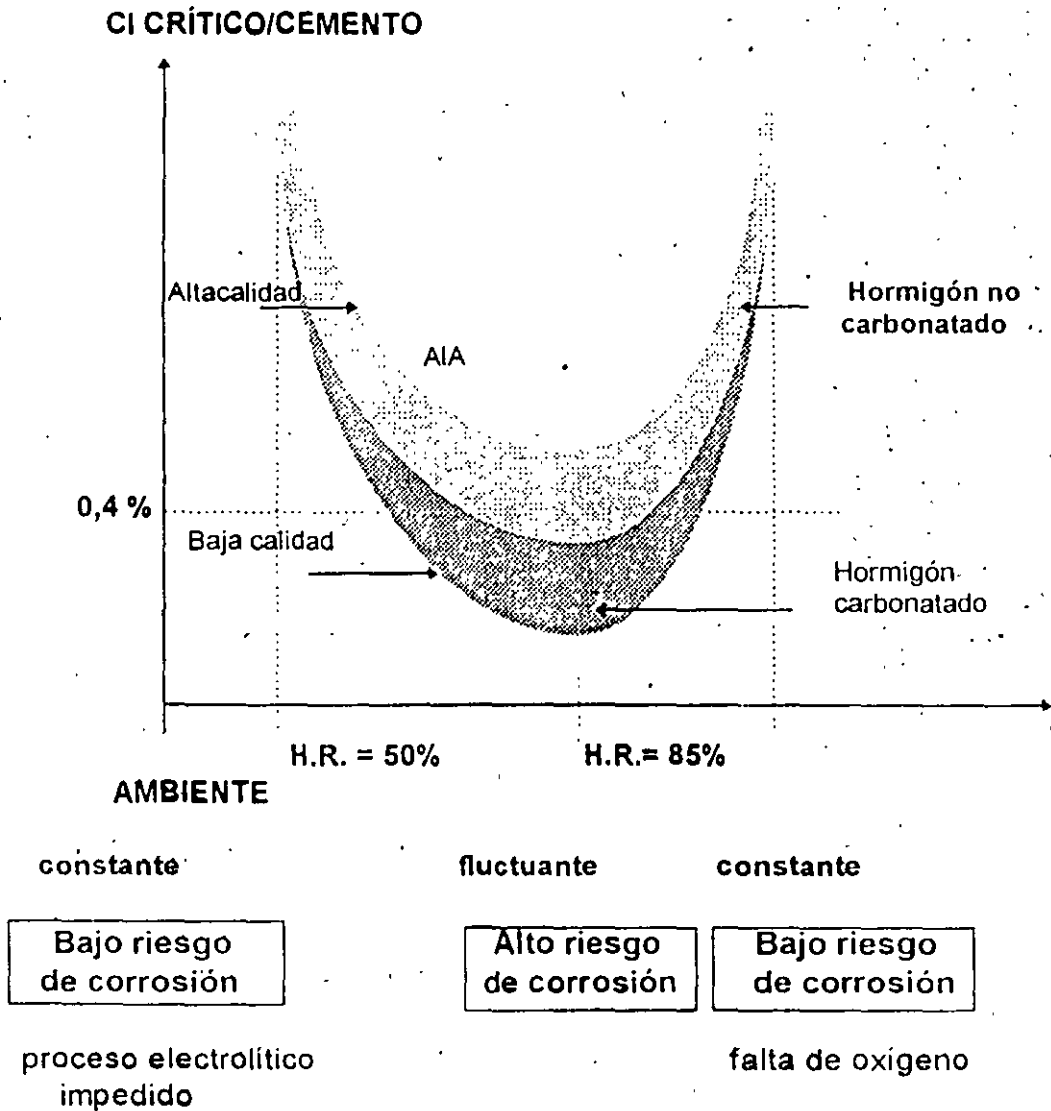
**Figura I.1. Elementos Constituyentes de la Celda de Corrosión**

La corrosión electroquímica del acero en el hormigón resulta de la falta de uniformidad en el acero (diferentes aceros, soldaduras, sitios activos sobre la superficie del acero), contacto con metales menos activos, así como también, de las heterogeneidades en el medio químico o físico (hormigón) que rodea al acero. Ahora bien, aunque la potencialidad para la corrosión electroquímica puede existir debido a la falta de uniformidad del acero en hormigón, la corrosión normalmente se previene por la formación de esa película de óxido de hierro «pasivante» mencionada con anterioridad. Pero, cuando las condiciones de servicio cambian y el hormigón se altera o a través de él penetran sustancias agresivas, se produce el rompimiento de esta película y la corrosión de las armaduras se desencadena con una triple consecuencia:

- El acero disminuye su sección o incluso se convierte completamente en óxido,
- el hormigón puede fisurarse o delaminarse debido a las presiones que ejerce el óxido expansivo al generarse y,
- la adherencia armadura-hormigón disminuye o desaparece.

Para que la corrosión del acero pueda iniciarse y mantenerse existen dos mecanismos que en general son los más aceptados:

nomograma propuesto por C.E.B. que se muestra en la figura siguiente.



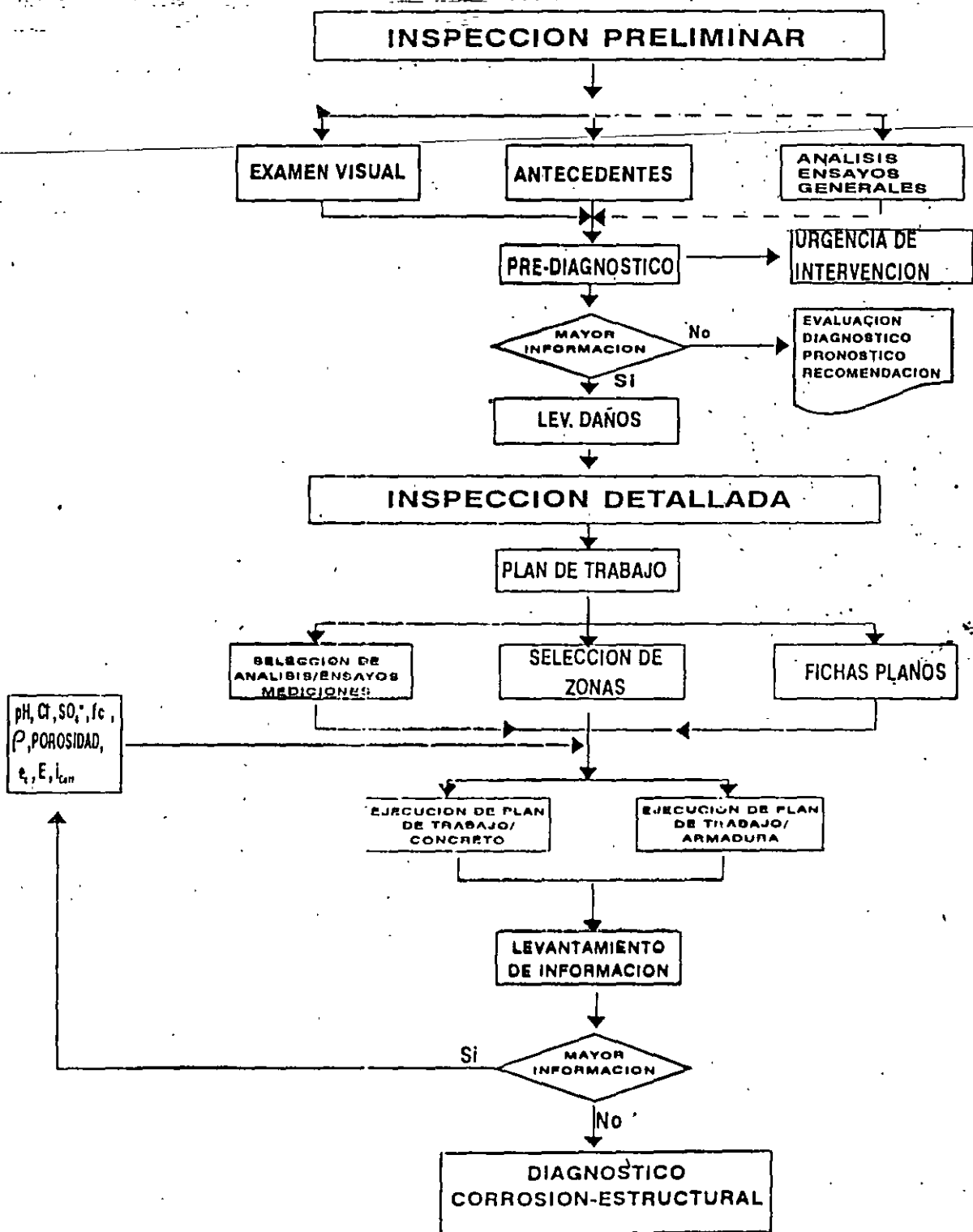


Figura II.1 Pasos para la Inspección en Obra  
Etapas

# Tabla II.1 Inspección Visual - Clasificación simplificada de daños

LEYENDAS:	
	DELAMINACIÓN ACERO EXPUESTO
	PARCHES DE REPARACIÓN
	GRIETA
	MANCHAS DE HUMEDAD
	MANCHAS DE OXIDOS
	CONCRETO POPO
	CANGREJERA
	NUCLEO EXTRAÍDO
	PROTUBERANCIA
	PROTUBERANCIA CON ACERO EXPUESTO
	LIJIVACION
	INTEMPERISMO

CODIGO	DAÑO	DESCRIPCION	CAUSAS	DETALLES QUE DEBEN SER DADOS POR LA INSPECCION
A1	<i>Grietas o fisuras</i>	Rotura del hormigón superficial o profunda	Sobrecargas, contracción, corrosión	Dirección, ancho, longitud y profundidad
A2	<i>Red de grietas</i>	Grietas estrechas y cortas formando una red	Cambio diferencial de volumen de hormigón superficial e interno	Ancho de grietas, tamaño de red y superficie afectada.
B1	<i>Gel de Exudación</i>	Gel viscoso saliendo a través de los poros del hormigón.	Resorción álcali-agregado.	Superficie afectada, cantidad de depósito (láminas, estalactitas).
B2	<i>Eflorescencia</i>	Crastra blanca en la superficie del hormigón.	Lixiviación de hidroxidos con o sin formación de carbonatos	Superficie afectada, cantidad de depósito (láminas, estalactitas).
B3	<i>Manchas de óxido</i>	Manchas de color marrón-rojiza.	Corrosión de la armadura, del alambre de amarre.	Localización, intensidad, posible daño asociado.
B4	<i>Manchas de humedad</i>	Zona superficial del concreto con indicios de humedad.	Escurecimiento externo o interno, condensación	Superficie afectada
C1	<i>Protuberancia ("Pop-Out")</i>	Daño localizado superficial.	Desarrollo de una presión interna local o expansión de partículas de agregado	Localización, profundidad
C2	<i>Concreto fofo</i>	Sonido hueco al golpe de martillo.	Corrosión del acero de refuerzo o cangrejeras.	Superficie afectada, grietas asociadas.
C3	<i>Delaminación</i>	Fragmento de hormigón separado de la masa.	Presión interna por corrosión de la armadura, o por una fuerza externa aplicada.	Superficie afectada, profundidad.
C4	<i>Intemperismo</i>	Desgaste de la superficie del hormigón, lavado de la pasta de cemento.	Acción del medio ambiente que produce desgaste en la superficie.	Superficie afectada, profundidad.
D2	<i>Nidos de abeja (cangrejeras)</i>	Vacios entre los agregados gruesos.	Falta de homogeneidad durante el vaciado del concreto.	Superficie afectada, profundidad, intensidad.
E1	<i>Junta de construcción</i>	Demarcación en la superficie del hormigón porosa o no	Junta entre dos colados.	Localización y posible daño asociado.
E2	<i>Junta de dilatación</i>	Línea formada por la unión de dos planos de hormigón	Espacio dejado para pequeños movimientos rotatorios	Abertura, obstrucciones y cualquiera asociado a su deterioro.

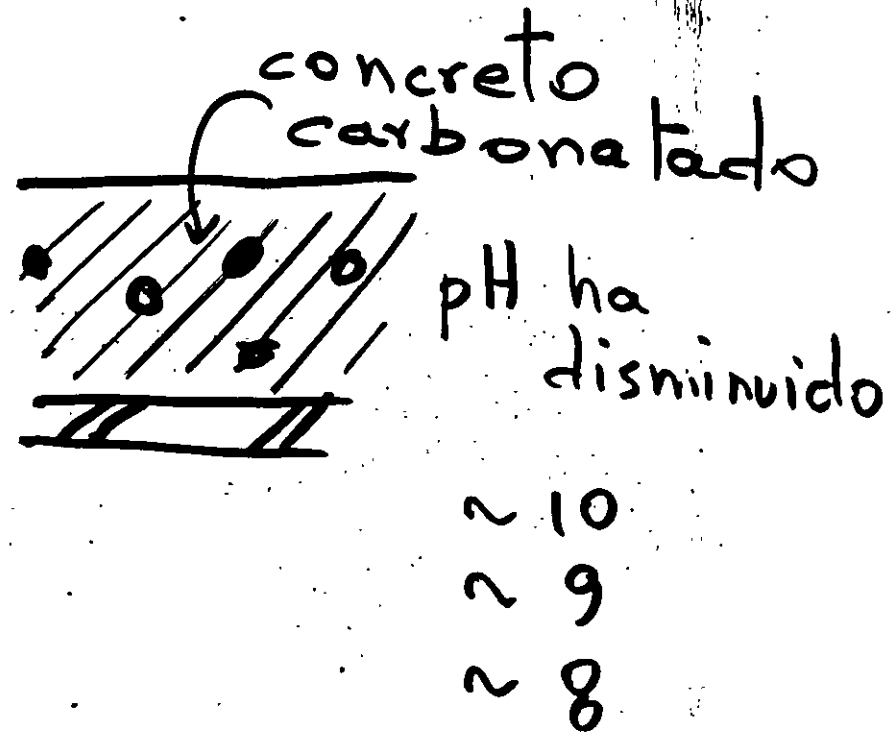
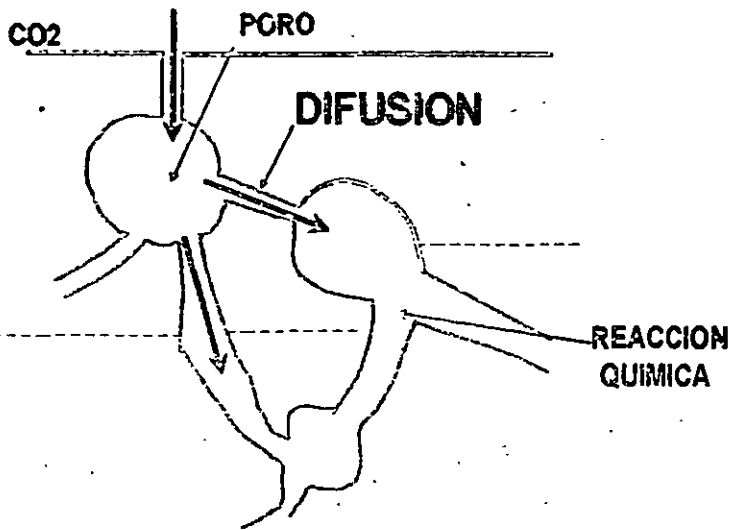
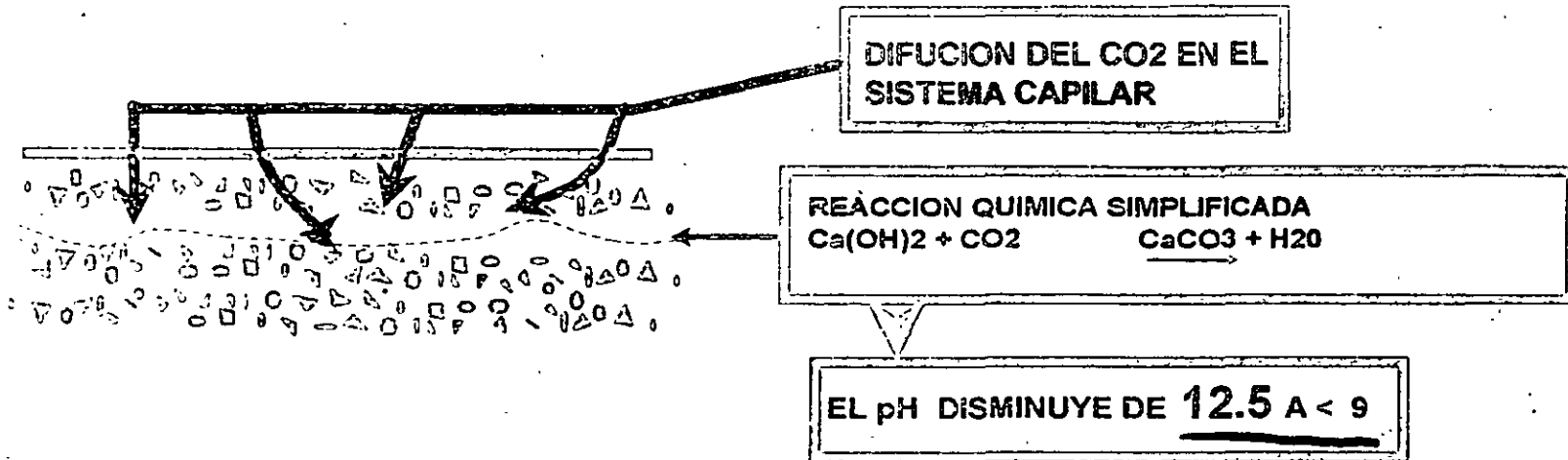
OBSERVACION: Para cualquier daño reportado se deberá evaluar además el grado de deterioro del acero de refuerzo si está a la vista, estimando la pérdida de diámetro del refuerzo y el recubrimiento. En el caso de cabillas salientes de la superficie del concreto sin daños aparentes en éste, se deberá además cuantificar el número de puntos.

Tabla. 11.2. Ensayos más comunes en la evaluación de corrosión de las armaduras

ENSAYO	CAPACIDAD DE DETECCION	APLICACION	VENTAJAS	LIMITACIONES
Medición de Resistividad	Cualitativa	Problemas por presencia de Cl <sup>-</sup>	Permite pre seleccionar áreas con potencialidad corrosiva. Medida rápida	Interpretación compleja de los resultados Disponibilidad de equipo de Medida Hormigón carbonatado
Medición de Potenciales	Cualitativa	Cualquier Estructura	Permite pre seleccionar áreas con potencialidad corrosiva.	Interpretación compleja de los resultados
Medición de velocidad de corrosión	Cuantitativa	Cualquier Estructura	Medida rápida Permite, una vez conocido el tipo de corrosión, evaluar la pérdida de sección de la armadura.	Interpretación Disponibilidad del equipo adecuado que permite compensación del IR. <i>Cuida corrosión</i>
Medición de Resistencia a la compresión y volumen de vacíos	Cuantitativa	Cualquier Estructura	En conjunto con volumen de vacíos ó relación agua/cemento ó contenido de cemento, evalúa calidad del hormigón.	Ensayo Destructivo
Definición de Profundidad de Carbonatación	Cuantitativa	Estructuras con Calidad del hormigón de baja a mala.	Prueba sencilla que permite identificar fácilmente este fenómeno y el tiempo para alcanzar la armadura	Ensayo Destructivo
Perfil de cloruros	Cuantitativa	Cualquier Estructura	Permite determinar la calidad del hormigón y el tiempo para que se presente la corrosión del refuerzo.	Ensayo Destructivo Interpretación compleja apoyo estadístico



# CARBONATACION DEL CONCRETO



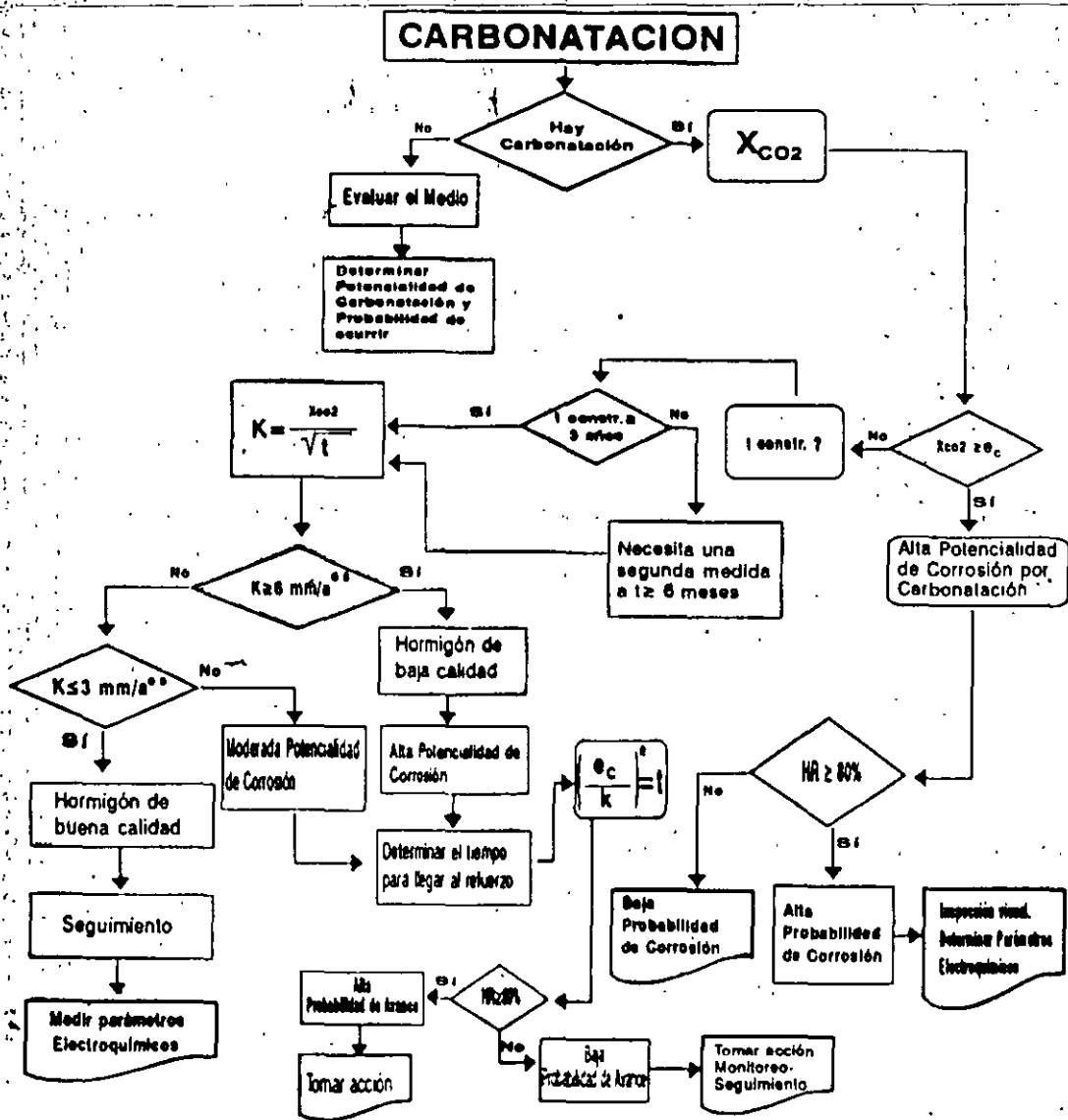


Figura IV.9. Carbonatación: Evaluación y Diagnóstico.

**b. Cálculo de la velocidad de carbonatación.** Uno de los modelos más sencillos que permite predecir la velocidad de carbonatación del hormigón armado es el que relaciona la profundidad de carbonatación con la raíz cuadrada del tiempo de exposición.

$$X_{CO_2} = K_{CO_2} \cdot \sqrt{t}$$

$X_{CO_2}$  = Profundidad de carbonatación, mm  
 $K_{CO_2}$  = Constante de carbonatación, mm.año<sup>-0.5</sup>  
 $t$  = tiempo en años

Con los resultados de una determinación de profundidad de carbonatación es posible predecir la progresión de la misma y el tiempo en el cual la carbonatación alcanzará el refuerzo del hormigón si se conoce la profundidad de éste.

Ej.:  $K_{CO_2} = \frac{X_{CO_2}}{\sqrt{t_0}}$  ;  $t = \left( \frac{e_c}{K_{CO_2}} \right)^2$

Se calcula la constante  $K_{CO_2}$  de la primera determinación y el tiempo en que ocurrió la carbonatación. Se utiliza esa constante junto con la profundidad de la armadura  $e_c$  y se determina en cuánto tiempo la carbonatación alcanzará la armadura.

La representación gráfica de estos cálculos se muestra en la Figura III.8.

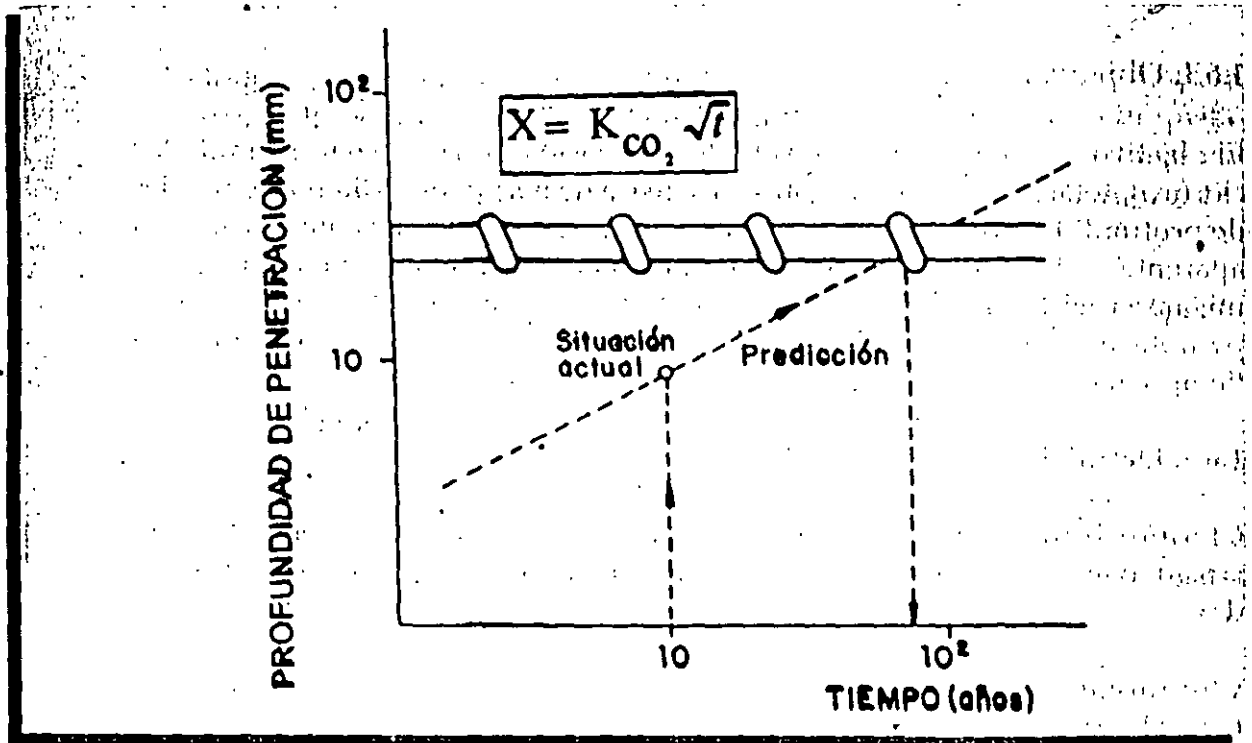


Figura III.8. Representación Gráfica de la determinación del tiempo necesario para que la Carbonatación alcance la armadura.

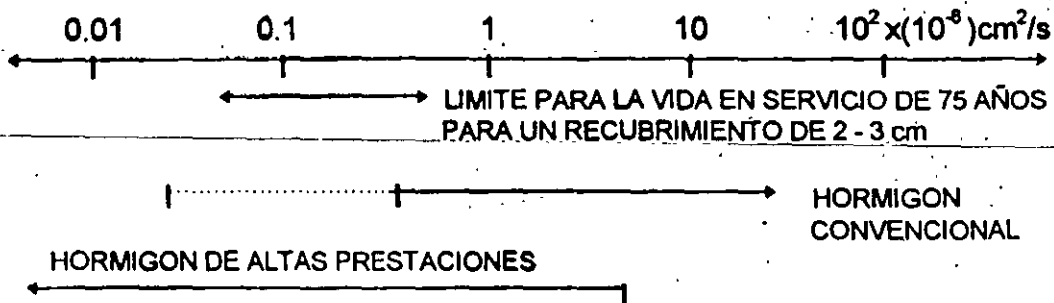


Figura III.11. Coeficiente de Difusión de Cloruros

El diagrama de flujo del procedimiento se muestra en la Figura III.12

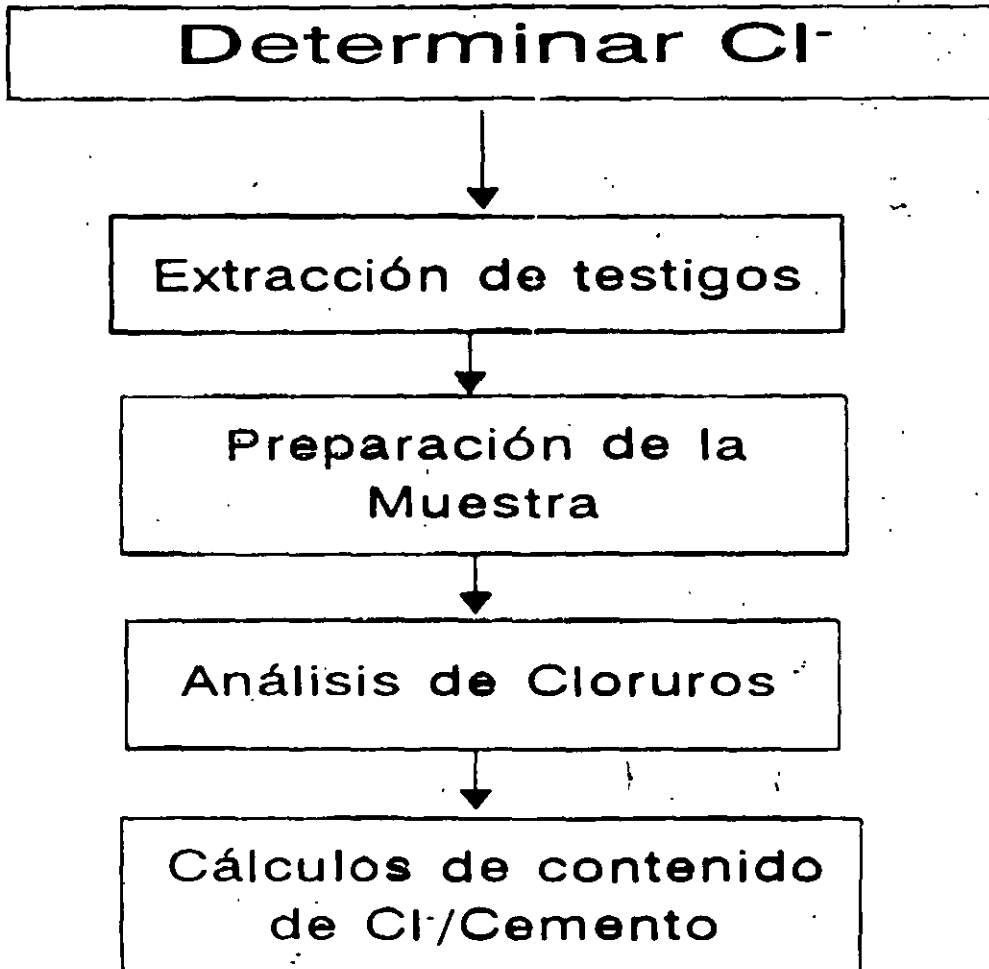


Figura III.12. Diagrama de flujo para la determinación de cloruros en núcleos.

- **Contenido de cloruros:** El contenido de cloruros obtenido del ensayo puede expresarse referido al peso de la muestra o al peso de cemento en el hormi para lo cual deberá conocerse la composición del mismo.
- **Expresión gráfica de los resultados (Figura III.10):** el contenido de cloruros se representa gráficamente con respecto a la profundidad de la muestra,  $X_i$ , con el fin de evaluar el perfil de penetración de los cloruros hacia el interior de la estructura y comparar éste con el valor límite permisible.

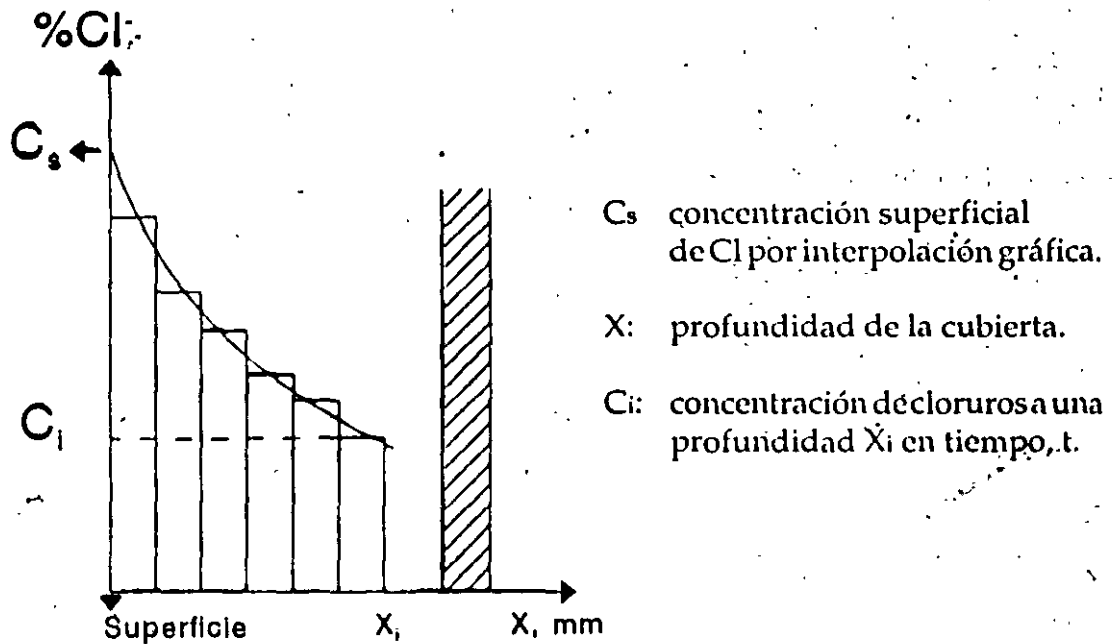


Figura III. 10. Perfil de cloruros.

El tipo de gráfica obtenido, línea constante o variable disminuyendo hacia el interior del hormigón, define si los cloruros estaban presentes inicialmente en la mezcla (perfil de cloruro constante) o han penetrado del medio exterior (perfil de cloruros decrecientes). Para el segundo caso, a partir de esta gráfica es posible calcular el coeficiente de difusión aparente  $D_{ap}$ , aplicando la segunda ley de difusión de Fick, tal como se expresó en el aparte 4.11a del Capítulo I.

En cuanto a la evaluación del coeficiente de difusión, su valor permite estimar la resistencia del hormigón a la penetración de iones cloruro. En la Figura III.11 se resumen los rangos habituales de coeficiente de difusión indicados en la literatura<sup>(7)</sup>.

Por otra parte la velocidad de penetración de los cloruros a través del concreto depende de su resistencia a la difusión y de su capacidad de enlace. Los resultados de las investigaciones llevan a la conclusión de que el límite de cloruros no puede ser genérico; por ejemplo varía en función del contenido de aluminato tricálcico ( $AC_3$ ) del cemento utilizado en el concreto. Los valores referenciados en la mayoría de las normas para concreto reforzado, ver Tabla 2, se ajustan a concretos con cementos del 8% de  $AC_3$ . El límite de la norma ACI se refieren a cloruros libres. Para concretos pretensados estos límites se reducen en más de un 50%.

**Tabla 2. Valor crítico de cloruros en concretos reforzados**

PAIS	NORMA	LIM. MAX DE Cl	REFERIDO A
USA	ACI 318	$\leq$ a 0.15% en ambiente de Cl	cemento
USA	ACI 318	$\leq$ a 0.3% en ambiente normal	cemento
USA	ACI 318	$\leq$ a 1% en ambiente seco	cemento
INGLATERRA	CP-110	$\leq$ a 0.35% al menos en un 95%	cemento
AUSTRALIA	AS 3600	$\leq$ al 0.22%	cemento
NORUEGA	NS 3474	$\leq$ al 0.6%	cemento
ESPAÑA	EH 88	$\leq$ al 0.40%	cemento
EUROPA	CEB-FIP	$\leq$ al 0.4%	cemento
JAPON	JSCE-SP 2	$\leq$ a 0.6 Kg/m <sup>3</sup>	concreto
BRASIL	NBR 6118	$\leq$ al 0.05%	agua

Con base en lo anterior, podemos considerar como valor límite permisible 0.4% de cloruro referido al peso de cemento, expresado como cloruros totales; este

INICIO

elección/Indicació  
del arca de  
ensayo

Limpiar

Localización de  
Armadura

Establecer Cuadrícula

Conectar Acero  
(-) y Er (+)

Humedecer  
Superficie

Medir Potenciales

Identificar/Marcaje

Registro  
Fin

# MEDICION DE POTENCIALES

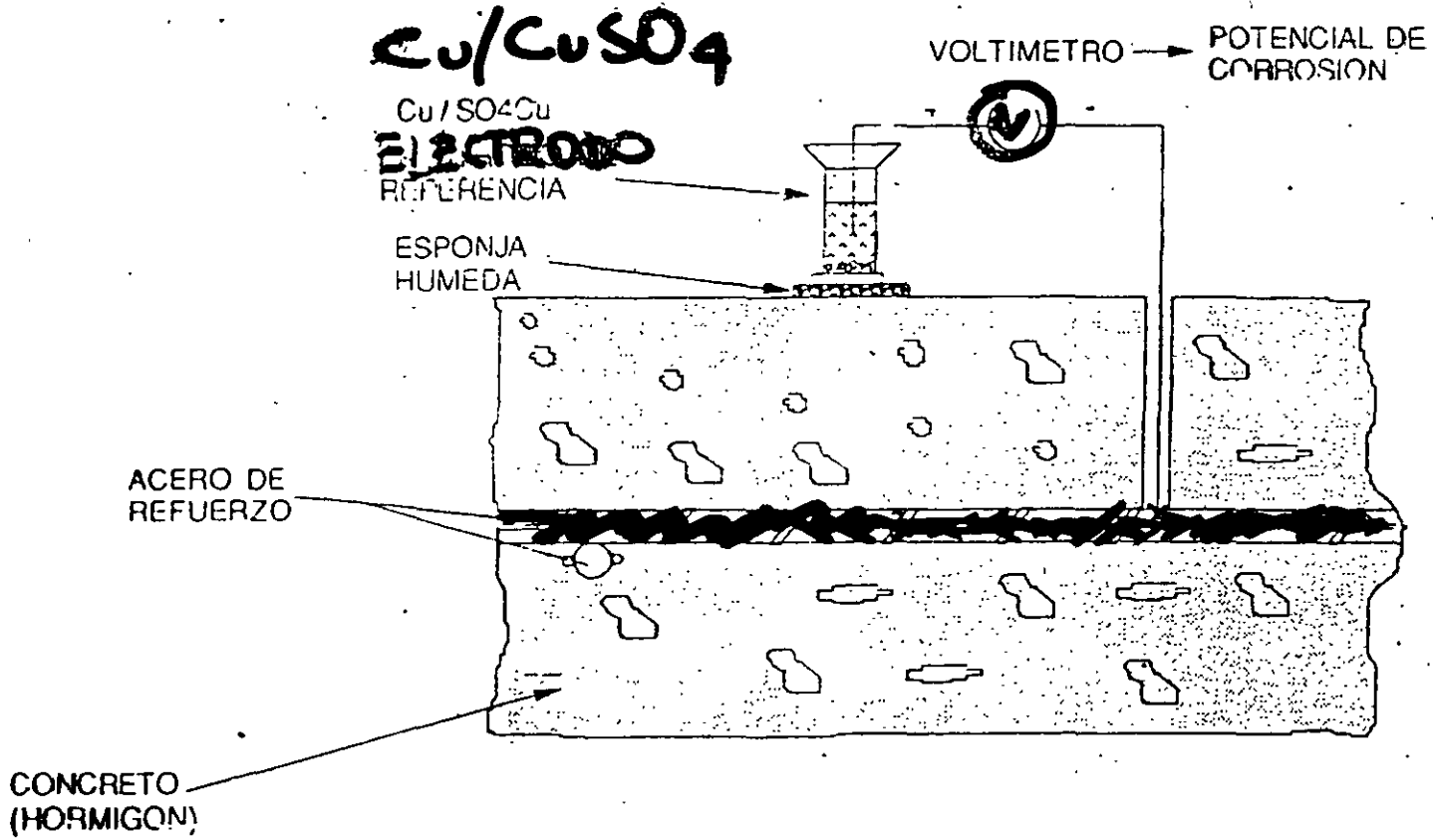


FIGURA 2



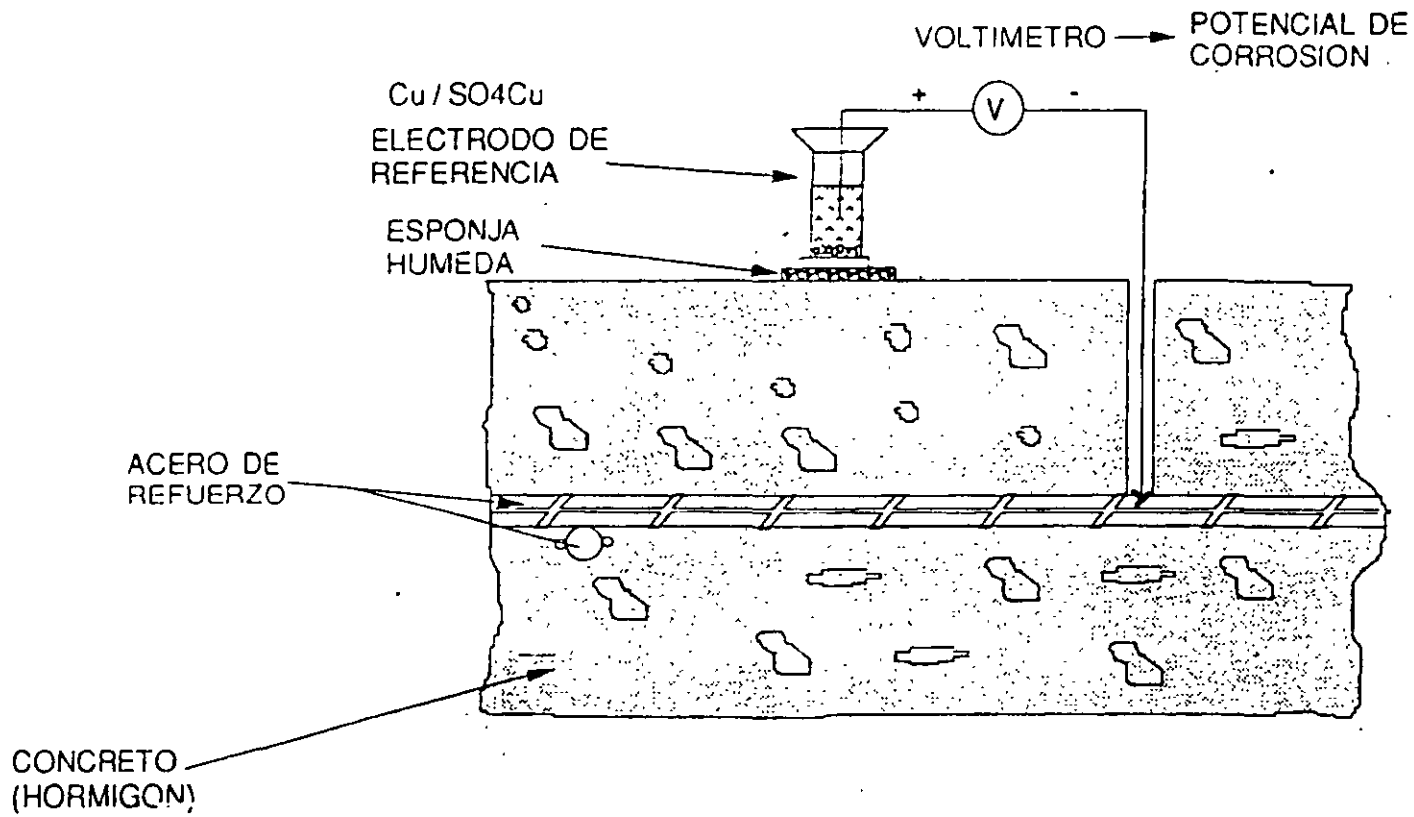


FIGURA 2

Tabla III.2. Criterio de Valoración de Potenciales<sup>(2)</sup> del Acero en Hormigón vs Cu/CuSO<sub>4</sub>

CONDICION	POTENCIAL (E) (ESC)	OBSERVACIONES	RIESGO DE DAÑO
ESTADO PASIVO	+ 0,200 a -0,200	Ausencia de Cl <sup>-</sup> pH > 12,5 H <sub>2</sub> O (HR↑)	Despreciable
CORROSION LOCALIZADA	- 0,200 a -0,600	Cl <sup>-</sup> , O <sub>2</sub> , H <sub>2</sub> O (HR↑)	Alto
CORROSION UNIFORME	- 0,150 a - 0,600	Carbonatado O <sub>2</sub> , H <sub>2</sub> O, (HR↑)	Moderado Alto
	+ 0,200 a - 0,150	Carbonatado O <sub>2</sub> , Seco, (HR↓)	Bajo
	- 0,400 a - 0,600	Cl <sup>-</sup> Elevado, H <sub>2</sub> O ó Carbonatado H <sub>2</sub> O, (HR↑)	Alto
CORROSION UNIFORME	< -0,600	↑Cl <sup>-</sup> , ↑ H <sub>2</sub> O (sin O <sub>2</sub> )	Despreciable

#### REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

1. ASTM C-876-87.: "Standard Test Method for Half-Cell Potentials of Uncoated Reinforcing Steel in Concrete". ASTM, (1987). Philadelphia, USA.

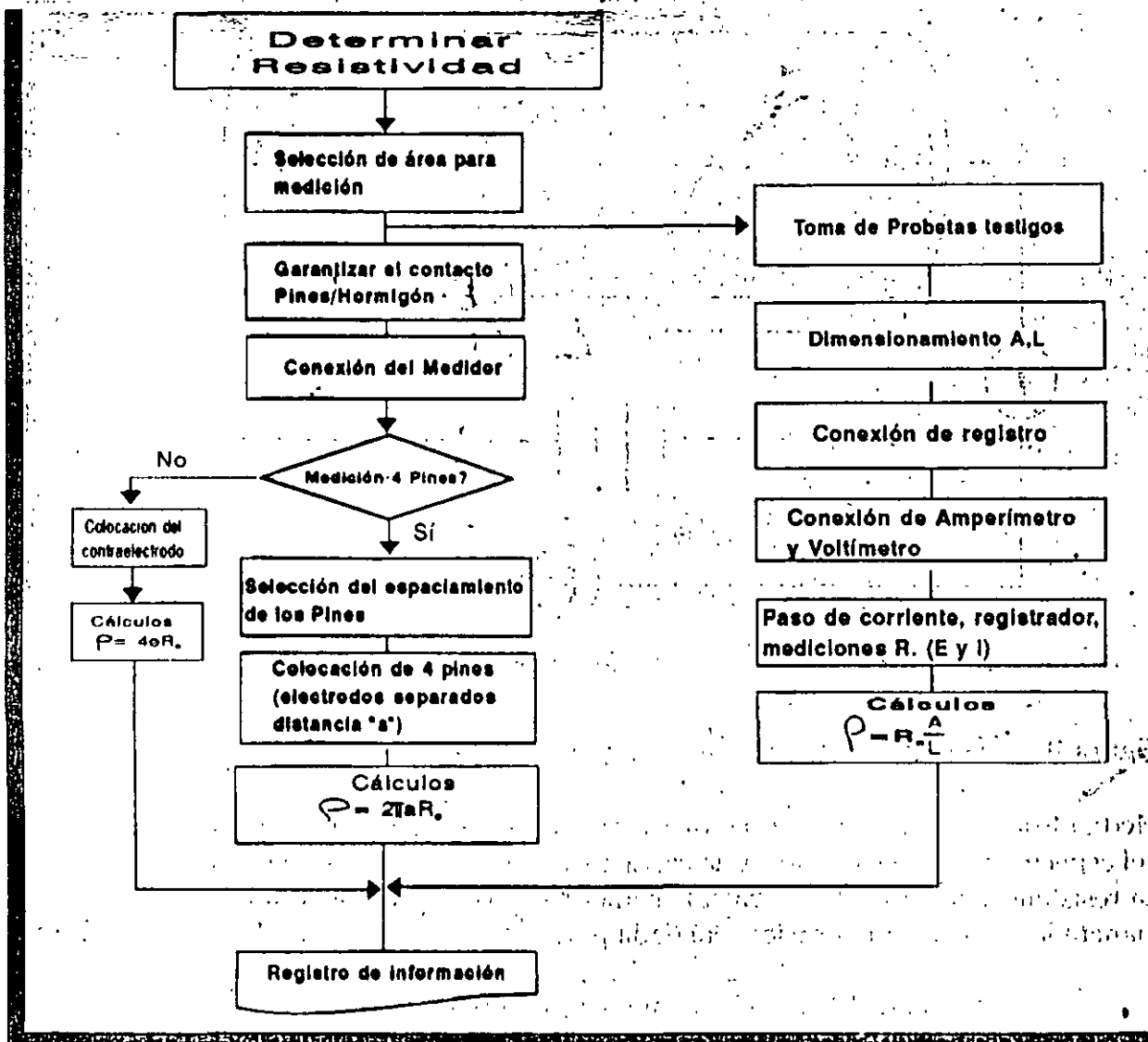


Figura III.1. Procedimiento para la medición de resistividad.

Es importante resaltar que las medidas no deben hacerse sobre la armadura, ya que se falsea el resultado de éstas y la carbonatación de la superficie del hormigón también introduce errores apreciables en la medida<sup>(4,5)</sup>.

Dado que la resistividad es función de la humedad, debe utilizarse un flujo mínimo de agua para la extracción de testigos a ser utilizados para esta evaluación y ser resguardados hasta tanto se efectúe el ensayo.

a. Para ensayos a nivel de laboratorio. Una vez definido el procedimiento de muestreo en la estructura y tomados los núcleos correspondientes, se procede a tomar sus dimensiones (área,  $A$ , diámetro,  $\varnothing$ , y longitud,  $L$ ) y a efectuar el montaje del ensayo, según la Figura III.2, donde  $I$  representa el miliamperímetro y  $E$  el voltímetro.

La medida se puede efectuar en probetas de pequeño tamaño y área de acero conocida. Su aplicación a pie de obra exige conocer la longitud de barra sobre la que actúa la corriente. Para ello existen dos posibilidades:

- a) Calcular la  $R_p$  "aparente" y aplicar las ecuaciones matemáticas desarrolladas por S. Feliú<sup>(2)</sup> (Figura III.19a).

Existen corrosímetros comerciales para medidas in situ<sup>(3)</sup>. Sus resultados deben ser calibrados con ensayos en laboratorio si no se tiene la garantía de su correcto funcionamiento. Estos corrosímetros miden simultáneamente el  $E_{corr}$ , la resistividad y la  $i_{corr}$  y constan de los siguientes elementos básicos:

- Potenciostato/galvanostato
- Computador
- Sensor conteniendo electrodos
- Esponjas, cables, agua, electrodos

$$R_p = \frac{\Delta E}{\Delta I}$$

$$I_{corr} = \frac{B}{R_p}$$

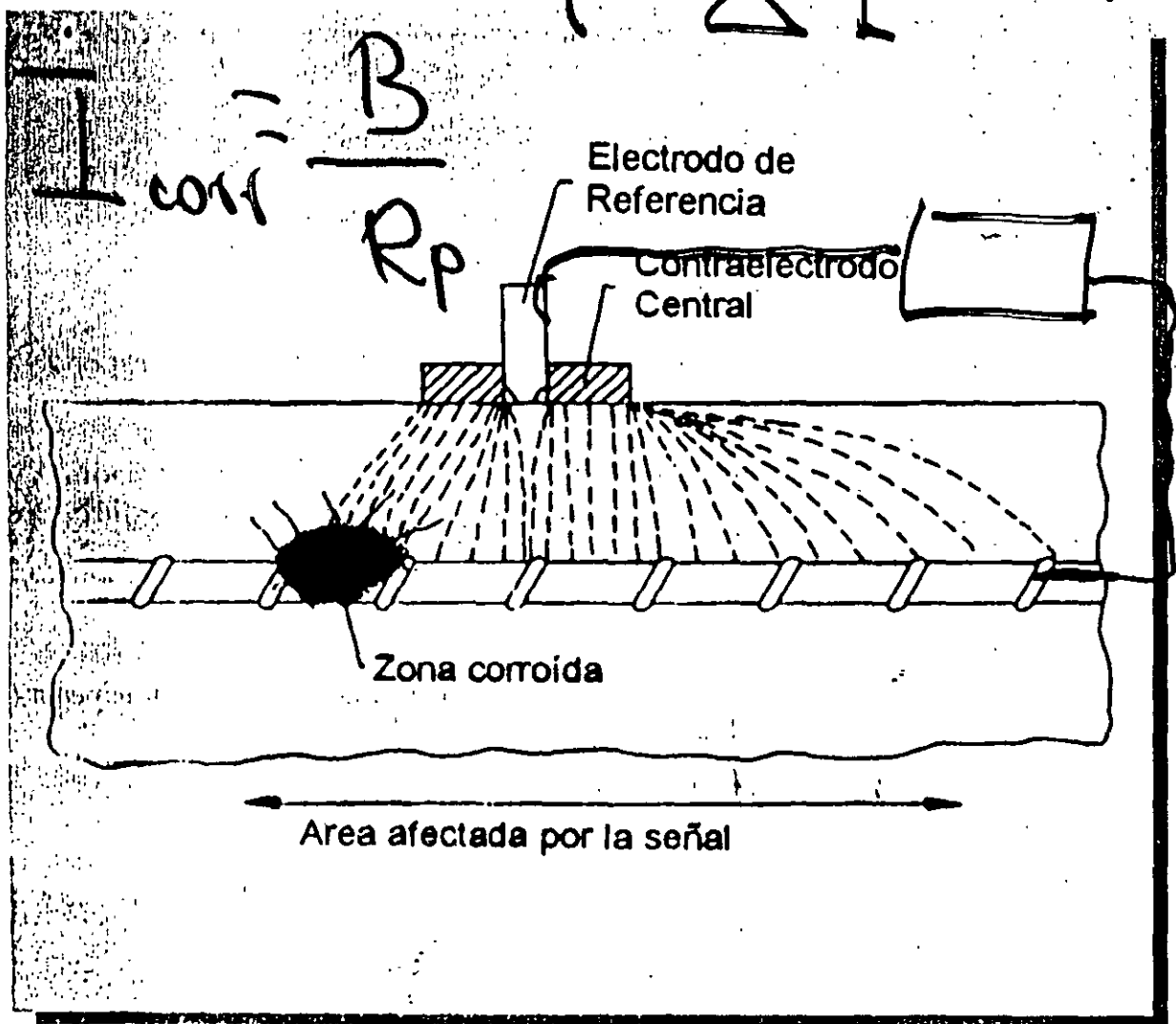


Figura III.19a. Campo Eléctrico no Confinado.

### 2.3.5. Criterios de Evaluación.

El límite entre corrosión activa y pasividad se sitúa entre 0,1 - 0,2 mA/cm<sup>2</sup> (Figura III.22), que en corrosión generalizada suponen 1-2 mm/año. Este límite se aplica cuando el proceso da lugar a la formación de herrumbre (óxidos expansivos que fisuran el recubrimiento). En el caso de que el óxido sea inv'isible al ojo humano, velocidades incluso de 0,5 - 1 mA/cm<sup>2</sup> no dan lugar a fisuración del recubrimiento, al no tener estos óxidos carácter expansivo.

Los valores máximos que se han detectado en ensayos de laboratorio son del orden de 100 - 200 mA/cm<sup>2</sup>. A pie de obra valores por encima de 1 mA/cm<sup>2</sup> se detectan muy ocasionalmente y resultan valores ya elevados en términos de vida útil.

Una clasificación de los valores de  $i_{corr}$  en términos de vida útil sería la siguiente:

$i_{corr}$ ( $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ )	Nivel de Corrosión
< 0.1	Despreciable
0.1 - 0.5	Moderado
0.5 - 1	Elevada
> 1	Muy elevada

Armaduras que se corroen a 0,1 - 0,2  $\mu\text{A}/\text{cm}^2$  produciendo óxidos expansivos provocarán en 10 - 20 años la fisuración del recubrimiento. Valores de 1  $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ , la producirán en 1 - 2 años.

Todos estos valores se basan en considerar corrosión generalizada. Cuando la corrosión es localizada se calcula la penetración local máxima del ataque, multiplicando por 10 el valor medio medido. Así, para un valor de  $i_{corr}$  de 0,3  $\mu\text{A}/\text{cm}^2$  (3  $\mu\text{m}/\text{año}$  de penetración homogénea) se puede calcular que en caso de ataque localizado, la máxima profundidad de picaduras será de 30  $\mu\text{m}/\text{año}$ <sup>(5)</sup>.

Los valores de velocidad de corrosión se pueden utilizar también para estimar la pérdida de capacidad portante estructural<sup>(6)</sup>.

Dentro de los objetivos de esta sección está el tratar de establecer un procedimiento para evaluar la vida residual de la estructura, relacionándola con los efectos de la corrosión. Así, el diagrama de la Figura V.1 muestra las consideraciones generales que pueden tomarse en cuenta para estimar el tiempo aproximado que tardará en los iones cloruro o un frente carbonatado en alcanzar la armadura.

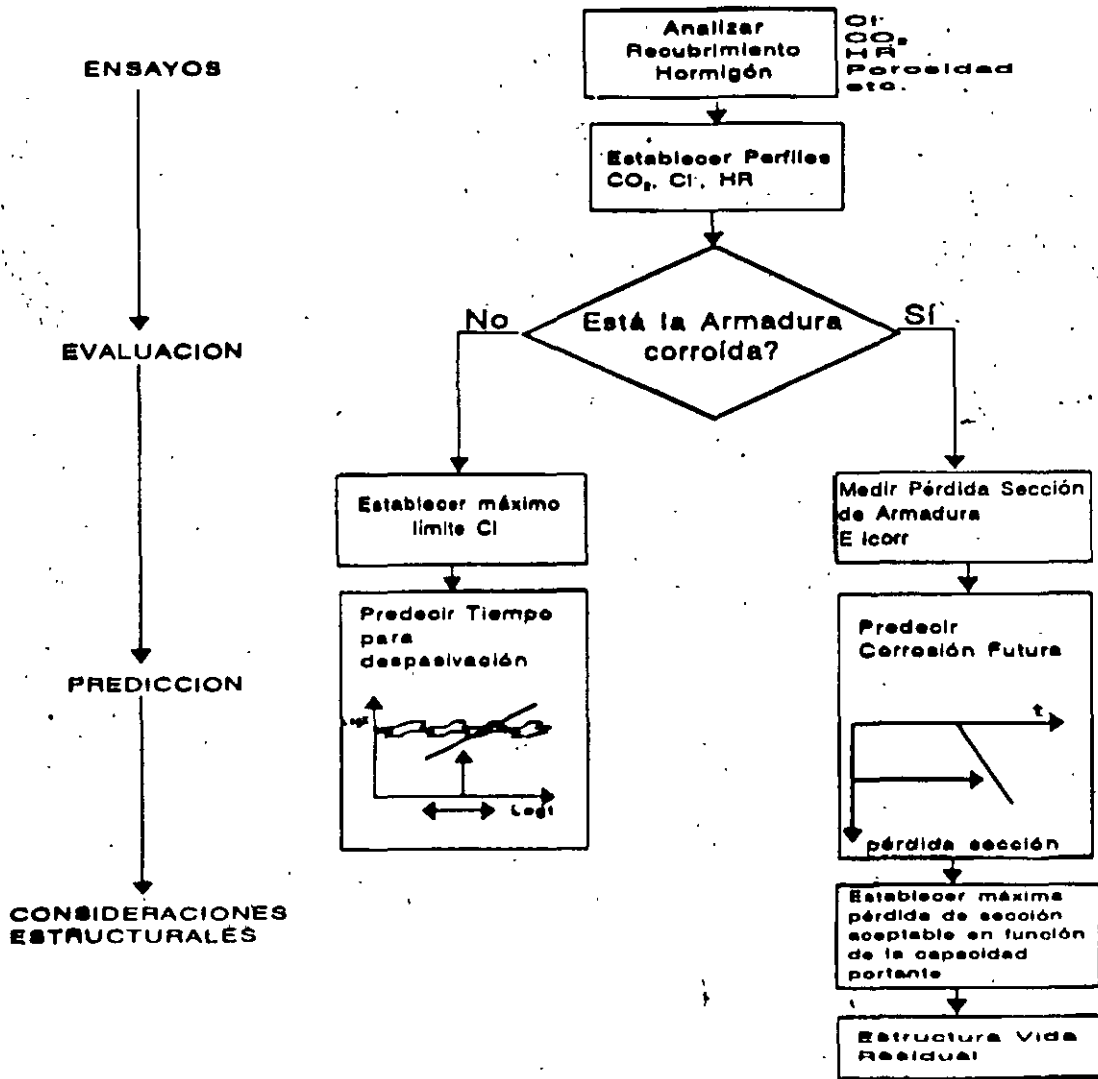


Figura V.1. Diagrama de flujo para la estimación de la vida residual de una estructura.

Como ya se indicó en el aparte 6 del capítulo I, la vida residual constituye el período durante el cual la estructura se degrada debido a la corrosión paulatina de la armadura. Cuatro son las consecuencias que inducen la corrosión como muestra la Figura V.2<sup>(1)</sup>.

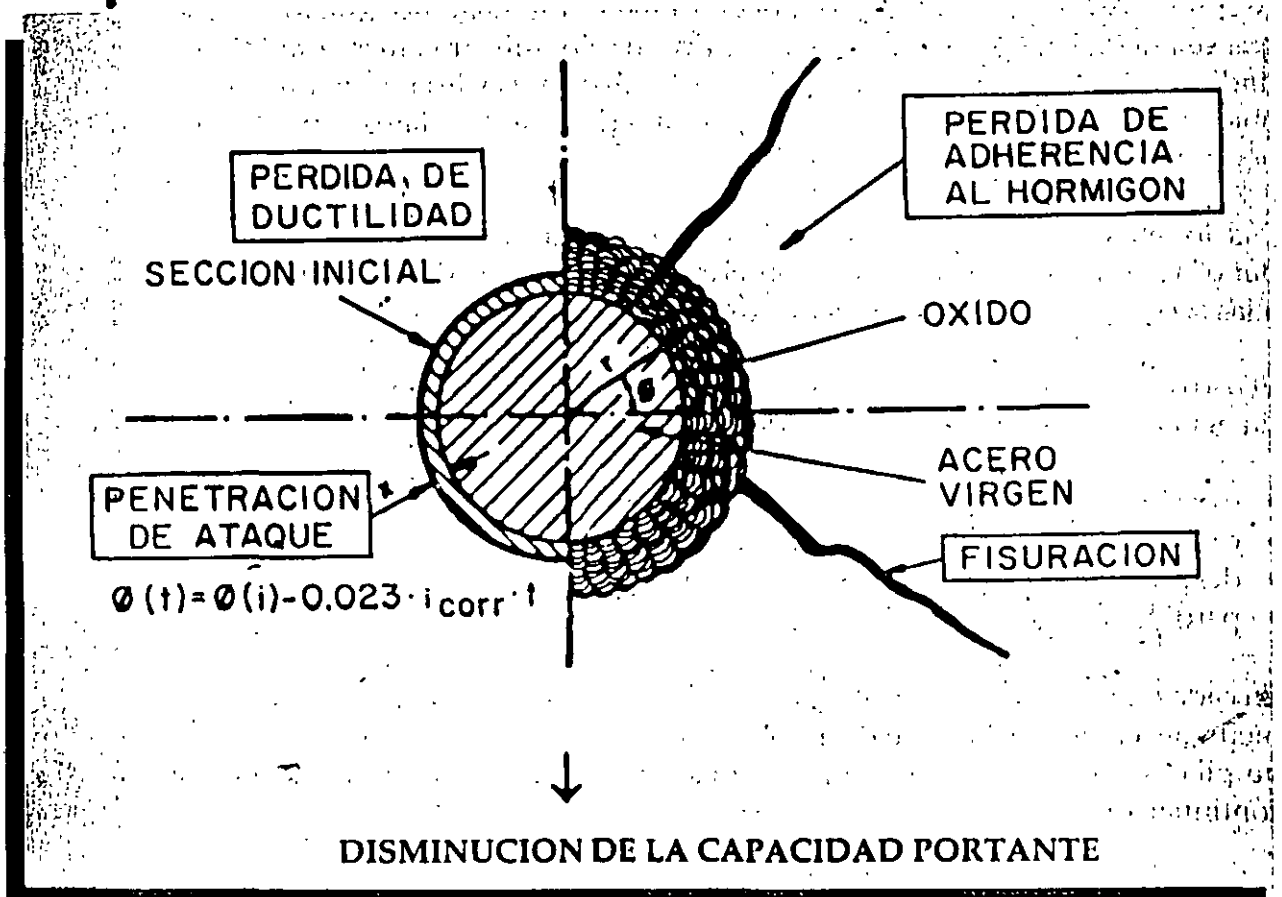


Figura V.2.- Consecuencias de la corrosión.

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

Todo ello en su conjunto afecta la capacidad portante integral de la estructura. Su evaluación rigurosa no es todavía posible, ya que no existen modelos analíticos que relacionen correctamente el avance de las cuatro consecuencias antes mencionadas con el comportamiento mecánico de la estructura.

A pesar de esta incertidumbre el estructuralista ha venido dictaminando sobre la seguridad residual de elementos de hormigón deteriorado, tomando como base su experiencia y ciertos criterios estructurales empíricos, como pueden ser la consideración de las dimensiones geométricas de los elementos y la estima-

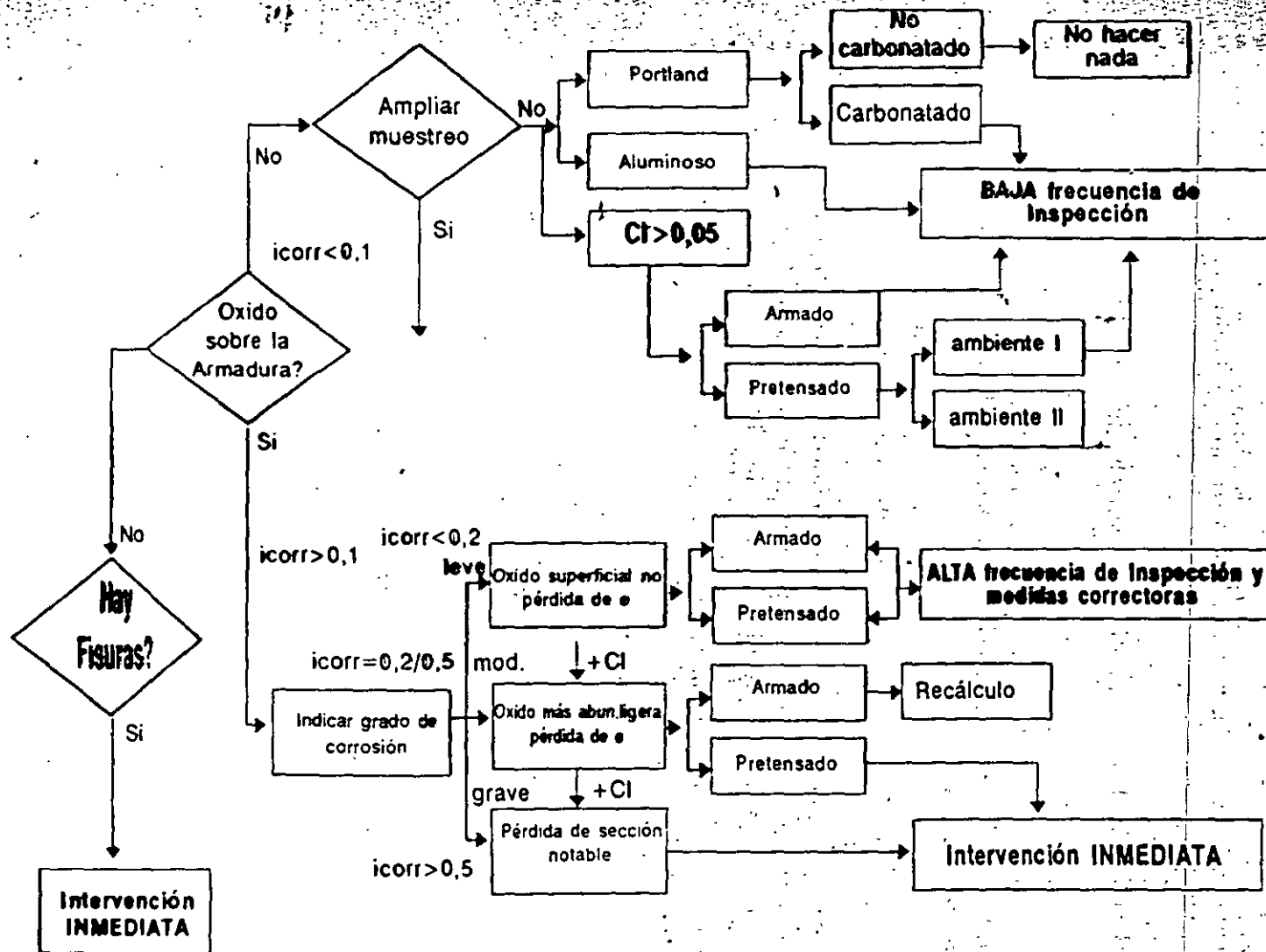
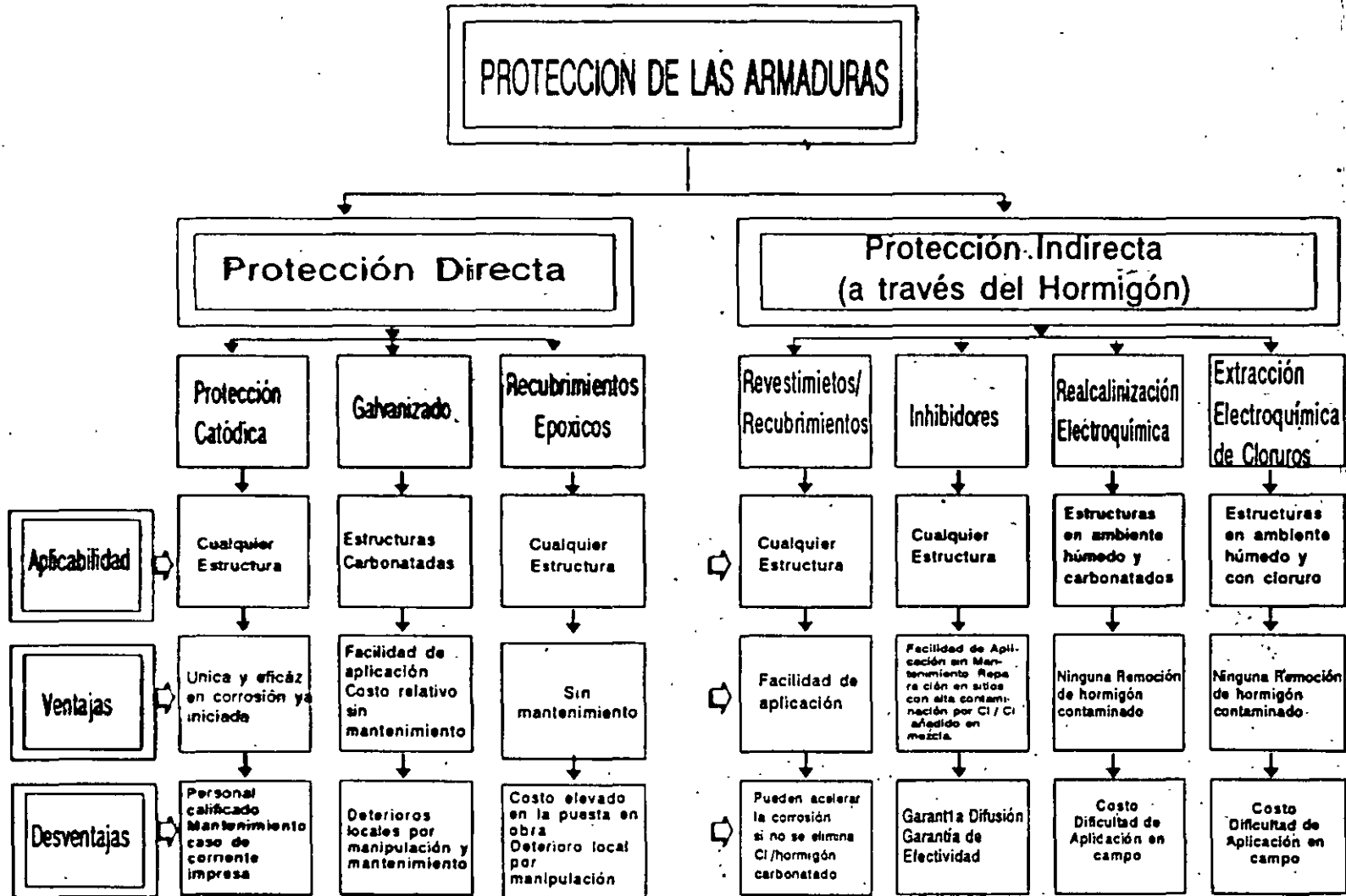


Figura V.3. Práctica de Procedimiento para decidir la intervención o no de una estructura (viguetas) por corrosión de su armadura



**Tabla 1.2. Técnicas de Control de Corrosión**



Evaluación del estado actual de la Estructura

↓  
Ensayos

↓  
Diagnóstico

↓  
Estimación

↓  
Reparación

↓  
Monitoreo

Identifica la causa del daño y agresividad del medio

Cuantifican la Evolución y velocidad del daño Material-Estructura

Permite definir el nivel del daño y la urgencia de la Intervención

Predice el comportamiento futuro

Estrategias de Reparación

- ▶ Deje la estructura tal cual está y monitoree
- ▶ Parchee el área localzadamente
- ▶ Reforzamiento estructural
- ▶ Métodos especializados de reparación
- ▶ Demolición y reconstrucciones

Mantenimiento y Monitoreo

Figura VI.2. Metodología General de Análisis y Solución a los Problemas Patológicos en Estructuras de Hormigón(9)

Una reparación localizada siempre puede resultar en una intervención de poca efectividad por los riesgos de transferencia de las celdas de corrosión electroquímica<sup>(16)</sup>. Cuando el ambiente es agresivo y el hormigón es de calidad inferior los resultados pueden ser peores. Además de este riesgo hay otras acciones que actuando sobre la reparación, sobre la interfase o zona de transición y sobre la propia estructura existente, pueden llevar una reparación a un fracaso caracterizado por una corta vida útil después de la intervención. La Figura VI.3<sup>(17)</sup> presenta un ejemplo específico de las condiciones que pueden dar origen a problemas patológicos durante o después de una intervención correctiva.

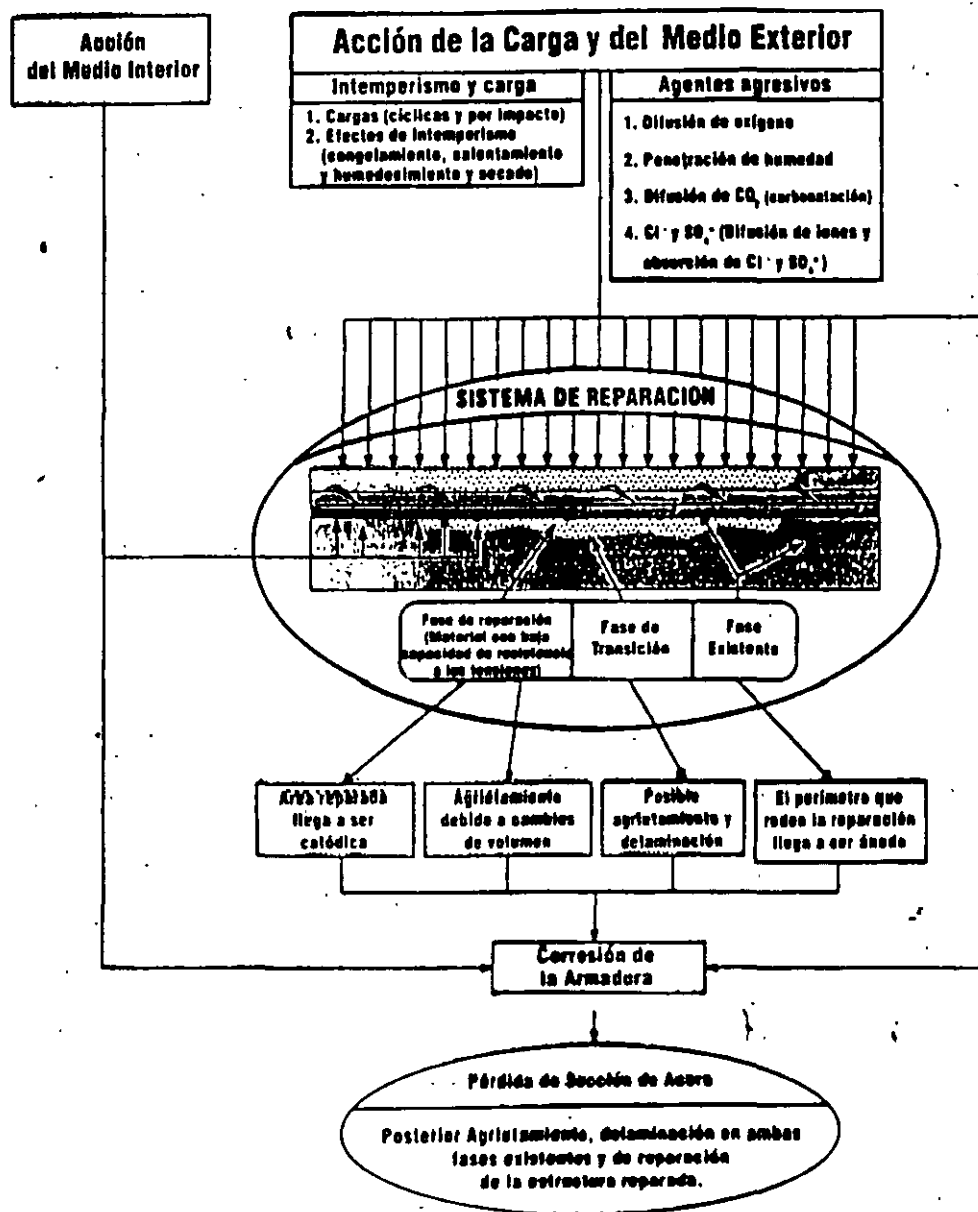


Figura VI.3. Algunos fenómenos que se deben tomar en cuenta para reducir los riesgos de fracaso en una intervención

En general, un proyecto o diseño detallado de la reparación debe siempre ser efectuado, a través de un análisis cuidadoso de todas las informaciones o alternativas disponibles de acuerdo a lo presentado en la Figura VI.4.

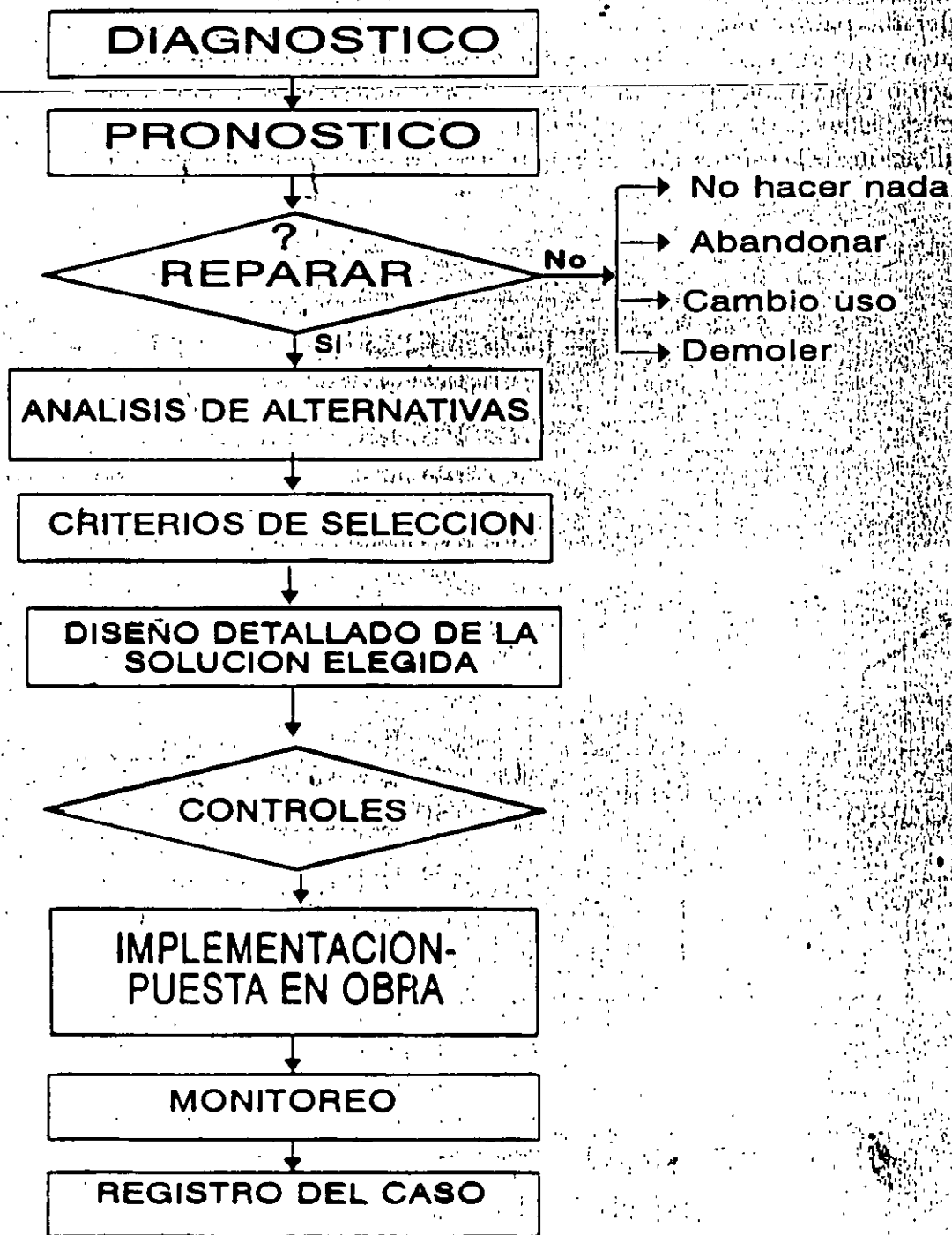


Figura VI.4. Flujograma a seguir para la reparación de estructuras de hormigón armado

# Opciones de Reparación/Rehabilitación

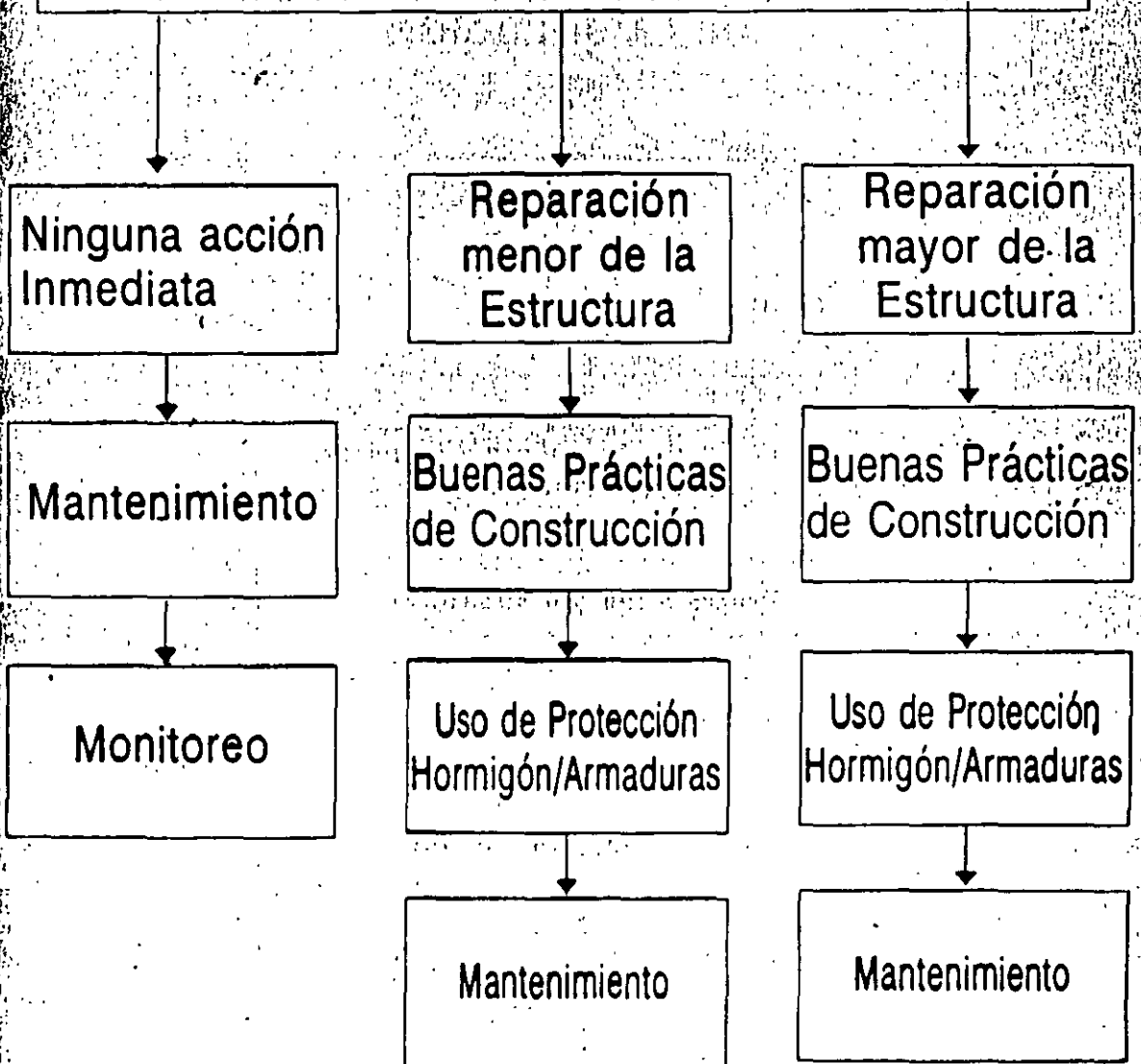


Figura VI.6. Opciones a tomar en cuenta en la reparación/rehabilitación de la estructura

#### 4. Procedimiento Detallado de la Reparación

Los procedimientos recomendados para la preparación y limpieza del sustrato, aplicación de los materiales y sistemas, así como el control y el monitoreo se encuentran fuera del alcance de este Manual. Esto será producto de un nuevo Manual de la Red DURAR. La Figura VI.7 informa sobre un procedimiento general para el diseño detallado de la intervención correctiva, donde se muestran las diferentes etapas a seguir en esta actividad.

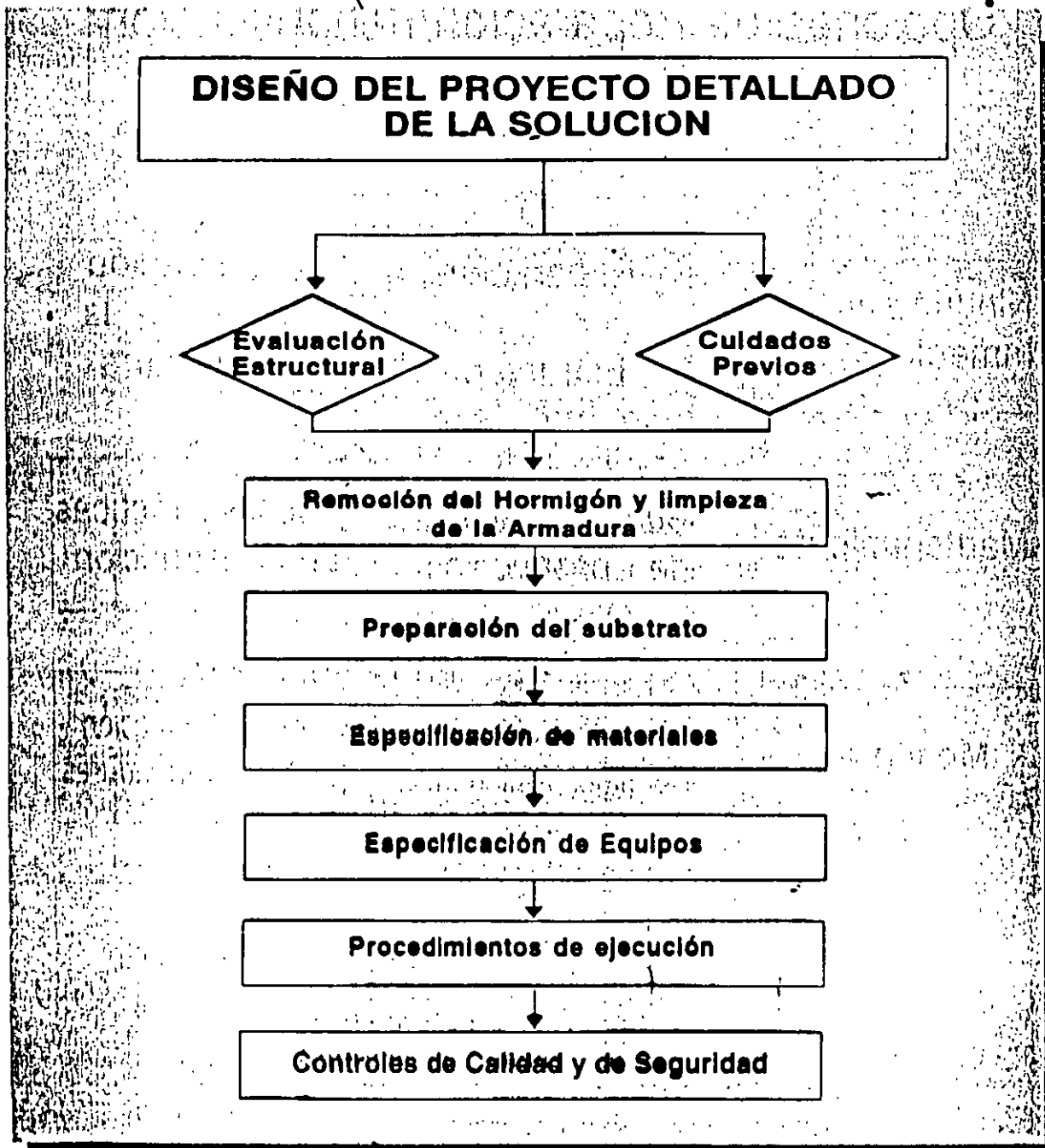


Figura VI.7. Etapas o partes que constituyen un diseño detallado de la solución de un problema patológico en estructuras de hormigón.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.  
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

**CURSOS INSTITUCIONALES**

**C U R S O**

**INSPECCION, MANTENIMIENTO Y REHABILITACION  
DE PUENTES**

**INSTITUTO MEXICANO DEL TRANSPORTE**

**LA CORROSION DEL ACERO DE REFUERZO EN CONCRETO Y SU  
PROTECCION A TRAVES DE SISTEMAS  
DE PROTECCION CATODICA**

**EXPOSITOR**

**ING. JORGE COSTA  
PALACIO DE MINERIA  
1997**

**LA CORROSION DEL ACERO DE REFUERZO  
EN CONCRETO  
Y SU  
PROTECCION A TRAVES DE SISTEMAS  
DE PROTECCION CATODICA**

***ING. JORGE COSTA  
CORROSION RESTORATION TECHNOLOGIES, INC.  
REPRESENTANTES EN MEXICO: DITESCOR S.A. DE C.V.  
AV. RIO MIXCOAC 36-302 COL ACTIPAN MEXICO, D.F.  
TEL. 524-6115 Y FAX 524 -8316***



## **AGENDA**

- **INTRODUCCION**
- **LA CELDA DE CORROSION**
- **EL CONCRETO COMO MEDIO ELECTROLITICO**
- **LA CONTAMINACION DEL CONCRETO POR CLORUROS**
- **LA CELDA DE CORROSION EN ESTRUCTURAS DE CONCRETO**
- **PROTECCION CATODICA**
- **EL SISTEMA MCP™**
- **EL PROCESO DE METALIZACION**
- **EJEMPLOS**
- **PREGUNTAS**

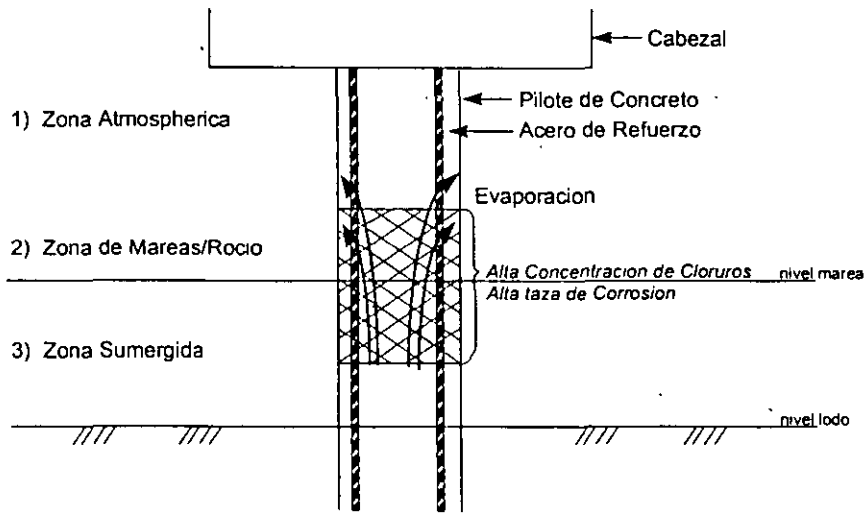
## **EL CONCRETO COMO ELECTROLITO**

- ***POCA CONDUCTIVIDAD***
- ***POCA HUMEDAD***
- ***ALTA ALKALINIDAD***
- ***MAXIMA CUBERTURA SOBRE EL ACERO***
- ***MINIMA CORROSION***

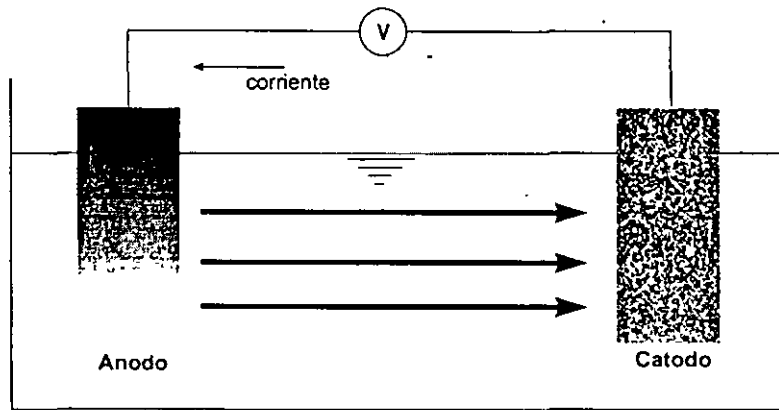
## **EL CONCRETO COMO ELECTROLITO**

- **ALTA POROSIDAD**
- **ALTA HUMEDAD**
- **ALTA CONDUCTIVIDAD**
- **CARBONACION**
- **ALKALINIDAD REDUCIDA**
- **CONTAMINACION DE CLORUROS**
- **AGRIETAMIENTOS**
- **MINIMA CUBERTURA SOBRE EL ACERO**
- **AMBIENTE CORROSIVO**

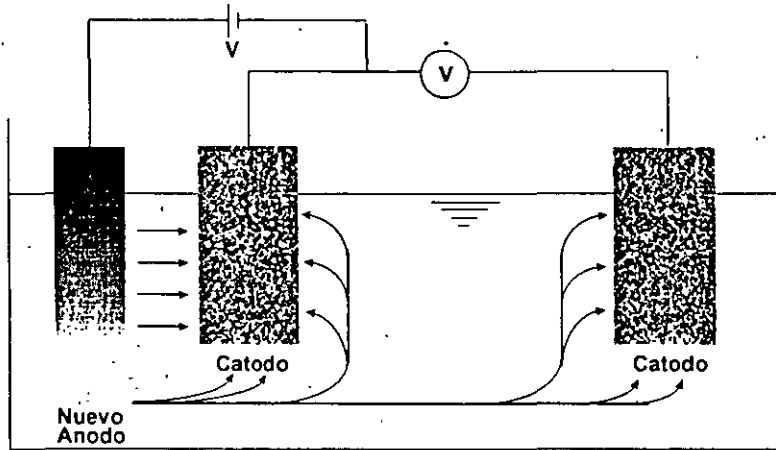
## ESTRUCTURAS de CONCRETO SEMI SUMERGIDAS



## LA CELDA de CORROSION

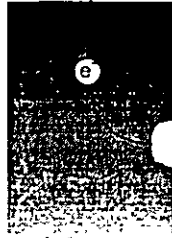


# PROTECCION CATODICA



## PROTECCION CATODICA

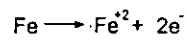
Reaccion en el Anodo



$\text{Fe}^+$

$\text{OH}^-$

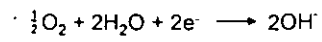
Fe



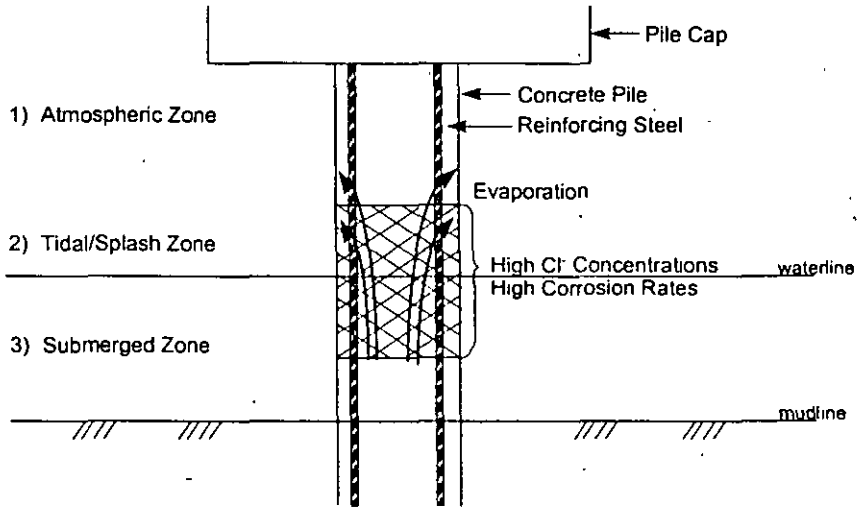
Reaccion en el Catodo



H

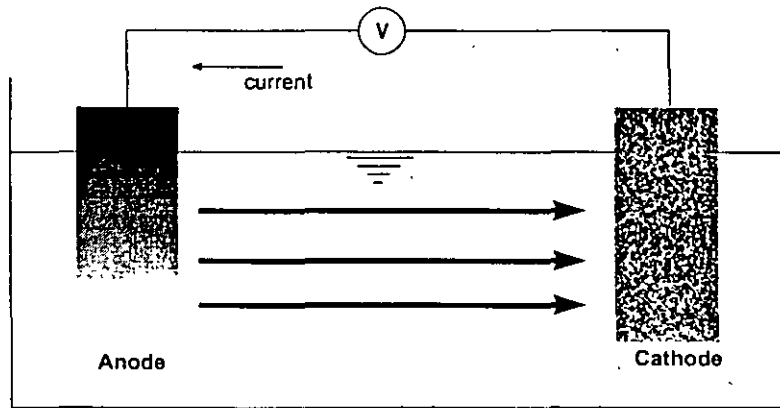


## SEMI-SUBMERSED CONCRETE STRUCTURES

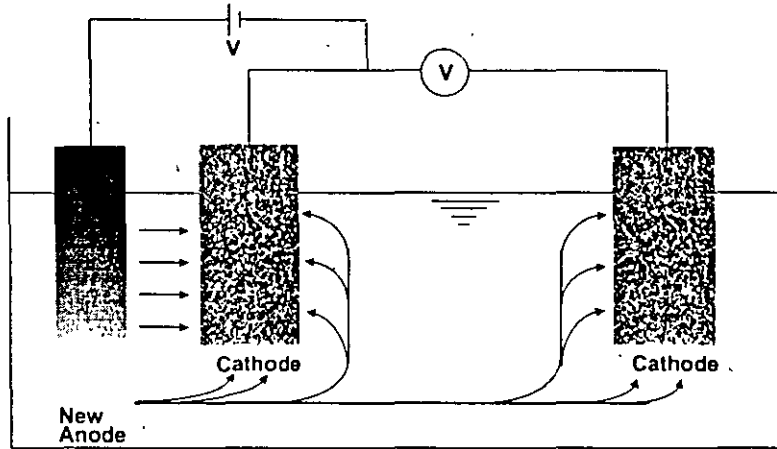




# CORROSION CELL

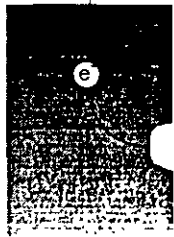


# CATHODIC PROTECTION



## CATHODIC PROTECTION

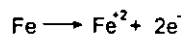
Reaction in the Anode



$\text{Fe}^+$

$\text{OH}^-$

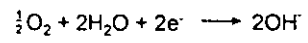
Fe



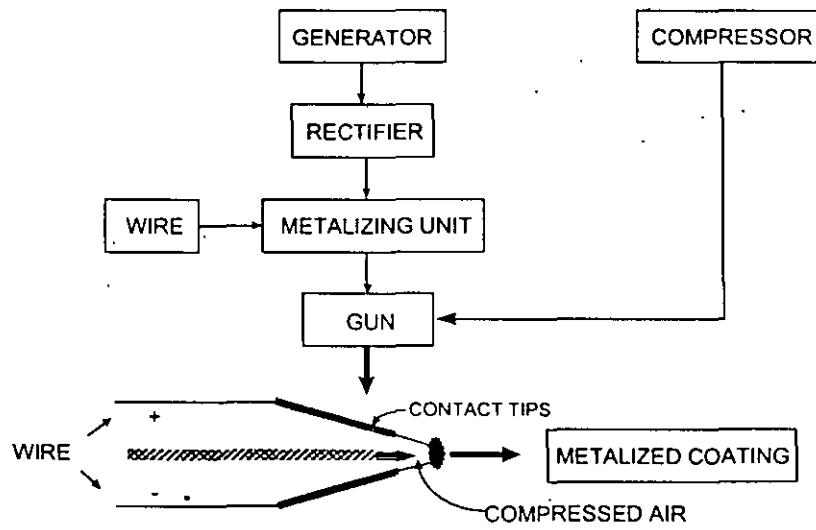
Reaction in the Cathode



$\text{H}^+$



# METALIZING PROCESS





**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.  
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

## **CURSO INSTITUCIONAL**

**INSPECCION, MANTENIMIENTO Y REHABILITACION  
DE PUENTES**

**del 27 de octubre al 7 de noviembre de 1997**

**EVALUACION DE DAÑOS POR  
CORROSION EN PUENTES COSTEROS**

**Ing. Juan José Carpio Pérez  
Palacio de Minería  
1997**

# Evaluación de Daños por Corrosión en Puentes Costeros

Ing. Juan José Carpio Pérez

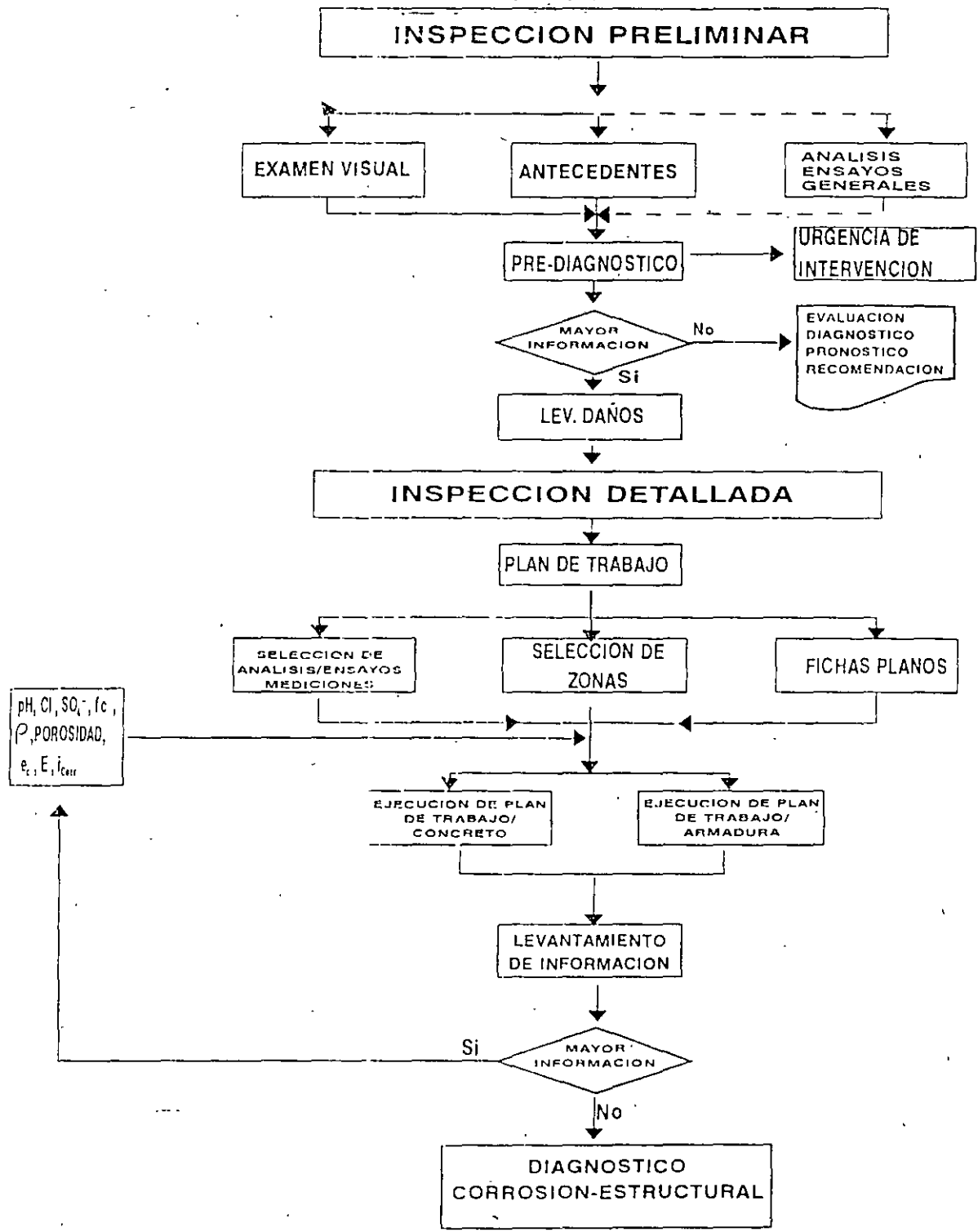


Figura II.1 ~~Pasos~~ *Etapas* para la Inspección en Obra

- g) Ejecución de mediciones, ensayos y análisis físico-químicos en el hormigón y/o en la armadura (sin necesidad de elaboración de Planes de Trabajo, o en base a ellos, según sea el caso).

La secuencia presentada no significa que todas las actividades deben ser necesariamente llevadas a cabo.

De acuerdo al tipo y magnitud de la información que se desee obtener se puede hablar de una Inspección Preliminar y de una Inspección Detallada.

Básicamente, la llamada Inspección Preliminar permitirá tener una idea general del contexto que rodea a la estructura con problemas. Puede estar sustentada en un visita previa y, de la necesidad de un análisis más profundo para la elaboración del diagnóstico correspondiente - lo cual dependerá principalmente, de la complejidad del problema y de la experiencia de la persona responsable de la evaluación - se procederá a la realización de actividades de preparación para la llamada Inspección detallada. *de los riesgos implicados*

Así, mientras que los puntos señalados como a) y b) constituyen pasos obligados en una inspección preliminar, la realización de ensayos, mediciones y/o análisis físico-químicos (g) pueden o no ser realizados en esta etapa, y las actividades de c) a f) sólo si se decide que es necesaria una inspección pormenorizada, para la elaboración del diagnóstico y/o con miras a una posterior reparación de la estructura.

La Inspección Preliminar permite la elaboración de un diagnóstico en algunos casos o de un pre-diagnóstico en aquellos más complejos.

En la Inspección Detallada se llevarán a cabo los ensayos y mediciones requeridas para obtener datos suficientes - en naturaleza y en número - y confiables, siguiendo los esquemas programados en la Inspección Preliminar, que permitan una evaluación acertada del problema y, eventualmente, definir los sistemas de intervención (pronóstico de vida residual, reparaciones, rehabilitación, etc.). Los puntos g) y h) son inherentes a los objetivos definidos para esta etapa.

Luego, como se muestra en el esquema de la Figura II.1, existen ciertas actividades propias de cada tipo de inspección - según han sido definidas - y otras, cuya ejecución estará condicionada a la naturaleza y características del problema.



---

## 2. INSPECCION PRELIMINAR

Como ya se ha indicado, en base a la información obtenida mediante esta etapa, es posible ya determinar la naturaleza y el origen del problema, o bien constituir sólo la etapa previa a un estudio más detallado.

Las actividades propias de esta etapa son:

### 2.1. Elaboración de una Ficha de Antecedentes de la Estructura y del Medio.

- a. **Estructura:** Se debe procurar recoger la mayor información posible referente a la edad o tiempo en servicio, naturaleza y procedencia de los materiales del hormigón, dosificación y resistencia característica del hormigón, tecnología de fabricación del hormigón, edad del inicio de los problemas, diagnósticos y/o reparaciones anteriores, niveles de tensiones de trabajo de los elementos o componentes estructurales, eventuales cambios de uso (Formulario 1).
- b. **Medio:** Información que permita caracterizar su agresividad. Es fundamental señalar la forma de interacción entre el medio y la estructura afectada; en este sentido, posteriormente corresponderá al criterio y experiencia del evaluador el determinar y calificar la intensidad de dicha interacción (de acuerdo a sus efectos, por ejemplo). Principalmente debe indicarse tal como se sugiere en el Formulario 2, los siguientes aspectos:
  - Tipo de atmósfera (predominantemente urbana, rural, marina, industrial, o una combinación de dos o más tipos) y estimación de la presencia de posibles contaminantes; aproximación de los ciclos de condiciones de temperatura, humedad relativa y vientos (o ventilación) atmosféricos y locales.
  - Tipo de aguas (naturales - salobres, dulces, subterráneas -, potable, de desecho - tras uso doméstico o industrial -, etc), su composición química y eventual contaminación.
  - Naturaleza del terreno o suelo (natural o de relleno, ácido o alcalino, resistividad eléctrica, características).
  - Presencia de corrientes de interferencia o erráticas y evaluación de posible contaminación.
  - Presencia de agentes químicos (sales utilizadas para deshielo, en plantas industriales, etc).

Formulario 1

FICHA DE DESCRIPCIÓN Y ANTECEDENTES DE LA ESTRUCTURA

I. Datos Generales de la Estructura

I.1 Tipo de Estructura

Descripción básica de los componentes

Edificación

\_\_\_\_\_

Puente

\_\_\_\_\_

Muelle

\_\_\_\_\_

Muro de Contención

\_\_\_\_\_

Tanque de Almacenamiento

\_\_\_\_\_

Plataforma Petrolera

Otro

I.2. Fecha de construcción de la estructura: \_\_\_\_\_

I.3. Uso general de la estructura: \_\_\_\_\_

I.4. Croquis de ubicación, coordenadas de la fachada, orientación y dirección del viento indicando el medio de exposición:

\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_

II. Datos Particulares de la Estructura

II.1. Propiedades de los materiales.

Tipos de cemento: \_\_\_\_\_ Tipo de Agua: \_\_\_\_\_

Naturaleza de los áridos: \_\_\_\_\_

II.2. Diseño del concreto.

Resistencia característica a la compresión: \_\_\_\_\_

Dosificación en cemento: \_\_\_\_\_ Dosificación de agregados: \_\_\_\_\_

Relación agua/cemento: \_\_\_\_\_ Uso de aditivos: \_\_\_\_\_

II.3 Propiedades de los materiales.

En obra

Prefabricado

Hormigón reforzado

Pretensado

Postensado

Tecnología de fabricación en obra: \_\_\_\_\_

Método de compactación: \_\_\_\_\_

Método de curado: \_\_\_\_\_

Formulario 1 (Cont)

DE DESCRIPCIÓN/  
FICHA Y ANTECEDENTES DE LA ESTRUCTURA.

III. Historial de Vida en Servicio de la Estructura.

III.1 Fecha de puesta en servicio: \_\_\_\_\_

III.2 Resistencia del hormigón a la compresión en obra: \_\_\_\_\_

III.3 Anomalías observadas durante la construcción: \_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_

III.3. Anomalías anteriormente detectadas:

\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_

III.4. Ensayos y mantenimiento.

Resultados de la prueba de carga: \_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_

Inspecciones rutinarias: \_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_

Ensayos Particulares: \_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_

Tipos de mantenimiento: \_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_

III.5. Reparaciones.

\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_

IV. Información adicional.

\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_

Fecha: \_\_\_\_\_ Elaborado por \_\_\_\_\_ Nombre de la  
Institución: \_\_\_\_\_

Formulario 2

FICHA DE DESCRIPCION DEL MEDIO

I. Agentes físico - químicos en contacto con la estructura.

<input type="checkbox"/> Atmósfera	<input type="checkbox"/> Agua	<input type="checkbox"/> Suelo	<input type="checkbox"/> Otro medio
<input type="checkbox"/> rural	<input type="checkbox"/> natural <input type="checkbox"/> dulce <input type="checkbox"/> salobre	<input type="checkbox"/> natural	<input type="checkbox"/> alta temperatura
<input type="checkbox"/> urbana	<input type="checkbox"/> doméstica <input type="checkbox"/> potable <input type="checkbox"/> residual	<input type="checkbox"/> relleno	<input type="checkbox"/> agentes químicos
<input type="checkbox"/> marina	<input type="checkbox"/> industrial		<input type="checkbox"/> corrientes de interferencia
<input type="checkbox"/> industrial			<input type="checkbox"/> atmósfera específica

II. Propiedades físicas y químicas del medio.

<input type="checkbox"/> Atmósfera	<input type="checkbox"/> Agua	<input type="checkbox"/> Suelo
<input type="checkbox"/> humedad relativa: _____	<input type="checkbox"/> cloruros _____	<input type="checkbox"/> cloruros: _____
<input type="checkbox"/> temperatura: _____	<input type="checkbox"/> sulfatos _____	<input type="checkbox"/> sulfatos: _____
<input type="checkbox"/> régimen de vientos: _____	<input type="checkbox"/> pH: _____	<input type="checkbox"/> pH: _____
	<input type="checkbox"/> temperatura: _____	<input type="checkbox"/> potencial redox: _____
		<input type="checkbox"/> resistividad eléctrica _____
		<input type="checkbox"/> humedad: _____
		<input type="checkbox"/> nivel freático: _____

\* Si es posible, obtener datos meteorológicos medios.

## 2.2. Examen Visual General de la Estructura.

Este proceso debe permitir determinar si el problema se presenta por igual en todos los elementos de las mismas características, o si existen diferencias por causas locales (puntuales). Para ello, debe realizarse un examen diferenciado por elementos, registrando los signos aparentes de corrosión (manchas de óxido - color, extensión y curso -, fisuras - ubicación, dirección y dimensiones - zonas de desprendimiento del recubrimiento de hormigón con/sin exposición de la armadura), degradación del hormigón, así como cualquier otra seña particular que pudiera constituir un indicativo de algún agente externo.

En la Tabla II.1 (propuesta por el American Concrete Institute ACI)<sup>(4)</sup> se presenta un ejemplo de cómo puede realizarse la tipificación de los daños y una clasificación según códigos e información adicional relevante; existen otras sugerencias interesantes, como la dada por la RILEM Draft Recommendation<sup>(5)</sup>.

Es importante elaborar un registro fotográfico amplio que acompañe las observaciones. Luego, además de binoculares (para acceder a zonas en donde no es posible una observación directa), se debe incluir una cámara fotográfica apropiada como parte del equipo necesario para llevar a cabo la inspección preliminar.

En el Formulario 3 se muestra una posible forma de presentación simultánea de la tipificación, de daños localizados en un croquis de la estructura y el respectivo reporte fotográfico.

Tal como se señaló antes, si el problema no es complejo y los evaluadores son experimentados, puede ser suficiente la información hasta aquí obtenida para dictaminar la(s) causa(s) y elaborar el pre-diagnóstico. Se procederá entonces a la elaboración de croquis/planos con el levantamiento de daños, para proceder a la rehabilitación.

En otros casos puede requerirse la realización de un mínimo de ensayos y/o mediciones - ejecutables en campo (a pie de obra) durante la inspección preliminar - complementarios a la información básica obtenida, para llegar al diagnóstico. Según el caso, pueden ser elegidos puntos o zonas representativas, en donde se efectúen alguno de los siguientes ensayos:

- Determinación de la eventual disminución del diámetro de la armadura.
- Localización de armaduras y medición del espesor de recubrimiento de hormigón.

Tabla II.1 Inspección Visual - Clasificación simplificada de daños.-

LEYENDAS.	
	DELAMINACION EN ACERO EXPUERTO
	FISSURA DE REPARACION
	GRIETA
	MANCHAS DE HUMEDAD
	MANCHAS DE OXIDOS
	CONCRETO FOFO
	CANGREJERA
	NUCLEO EXTRAÑO
	PROTUBERANCIA
	PROTUBERANCIA CON ACERO EXPUERTO
	LIXIVIACION
	INTEMPERISMO

CODIGO	DAÑO	DESCRIPCION	CAUSAS	DETALLES QUE DEBEN SER DADOS POR LA INSPECCION
A1	<i>Grietas o fisuras</i>	Rotura del hormigón superficial o profunda	Sobrecargas, contracción, corrosión	Dirección, ancho, longitud y profundidad
A2	<i>Red de grietas</i>	Grietas estrías y cortas formando una red.	Cambio diferencial de volumen de hormigón superficial e interno	Ancho de grietas, tamaño de red y superficie afectada
B1	<i>Gel de Exudacion</i>	Gel viscoso saliendo a través de los poros del hormigón	Reaccion alcali-agregado	Superficie afectada, cantidad de deposito (laminas, estalactitas)
B2	<i>Eflorescencia</i>	Costra blanca en la superficie del hormigón.	Lixiviacion de hidroxidos con o sin formacion de carbonatos	Superficie afectada, cantidad de deposito (laminas, estalactitas)
B3	<i>Manchas de oxido</i>	Manchas de color marron-rojiza.	Corrosion de la armadura, del alambre de hierro.	Localizacion, intensidad, posible daño asociado
B4	<i>Manchas de humedad</i>	Zona superficial del concreto con indicios de humedad.	Escurecimiento externo o interno, condensación	Superficie afectada
C1	<i>Protuberancia</i>	Daño localizado <i>de poca profundidad superficial</i>	Desarrollo de una presión interna local o expansión de partículas de agregado	Localizacion, profundidad
C2	<i>Concreto fofo</i>	Sonido hueco al golpe de martillo.	Corrosion del acero de refuerzo o cangrejas	Superficie afectada, grietas asociadas.
C3	<i>Delaminación</i>	Fragmento de hormigón separado de la masa.	Presión interna por corrosión de la armadura, o por una fuerza externa aplicada.	Superficie afectada, profundidad.
C4	<i>Intemperismo</i>	Desgaste de la superficie del hormigón, lavado de la pasta de cemento.	Acción del medio ambiente que produce <i>de la superficie</i> usura en la superficie.	Superficie afectada, profundidad.
D2	<i>Nidos de abeja (cangrejeras)</i>	Vacios entre los agregados gruesos.	Falta de homogeneidad durante el vaciado del concreto.	Superficie afectada, profundidad, intensidad.
E1	<i>Junta de construcción</i>	Demarcación en la superficie del hormigón porosas o no.	Junta entre dos colados	Localización y posible daño asociado.
E2	<i>Junta de dilatación</i>	Línea formada por la unión de dos planos de hormigón	Espacio dejado para pequeños movimientos rotatorios	Abertura, obstrucciones y cualquiera asociado a su deterioro

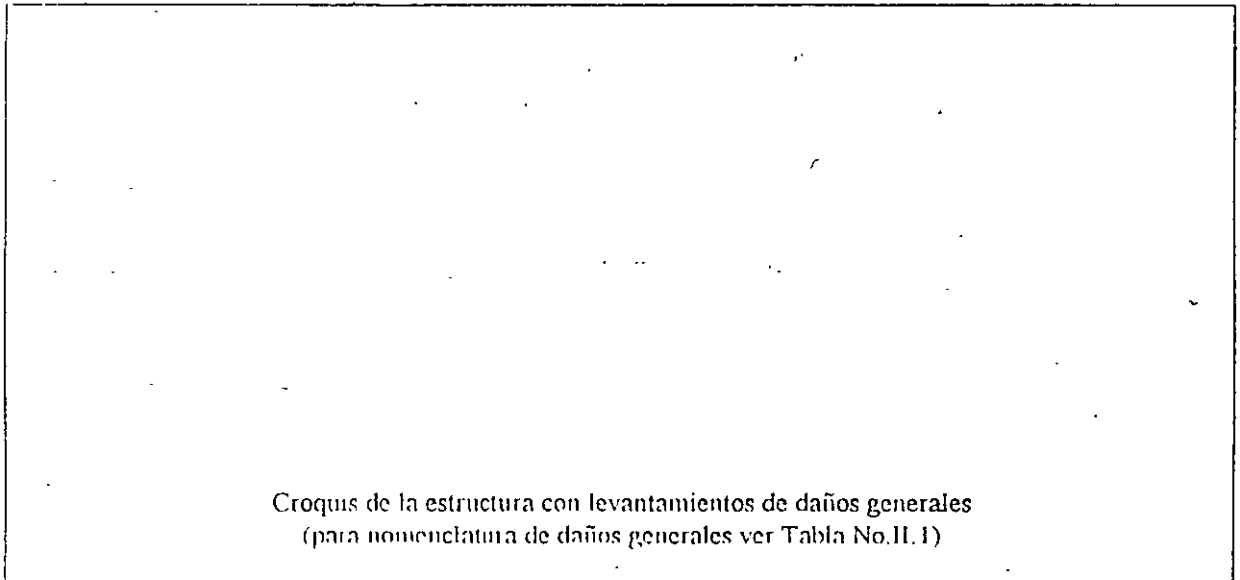
OBSERVACION: Para cualquier daño reportado se deberá evaluar además el grado de deterioro del acero de refuerzo si está a la vista, estimando la pérdida de diámetro del refuerzo y el recubrimiento. En el caso de capillas salientes de la superficie del concreto sin daños aparentes en este, se deberá además cuantificar el número de puntos.

Formulario 3

INSPECCION VISUAL GENERAL DE LA ESTRUCTURA

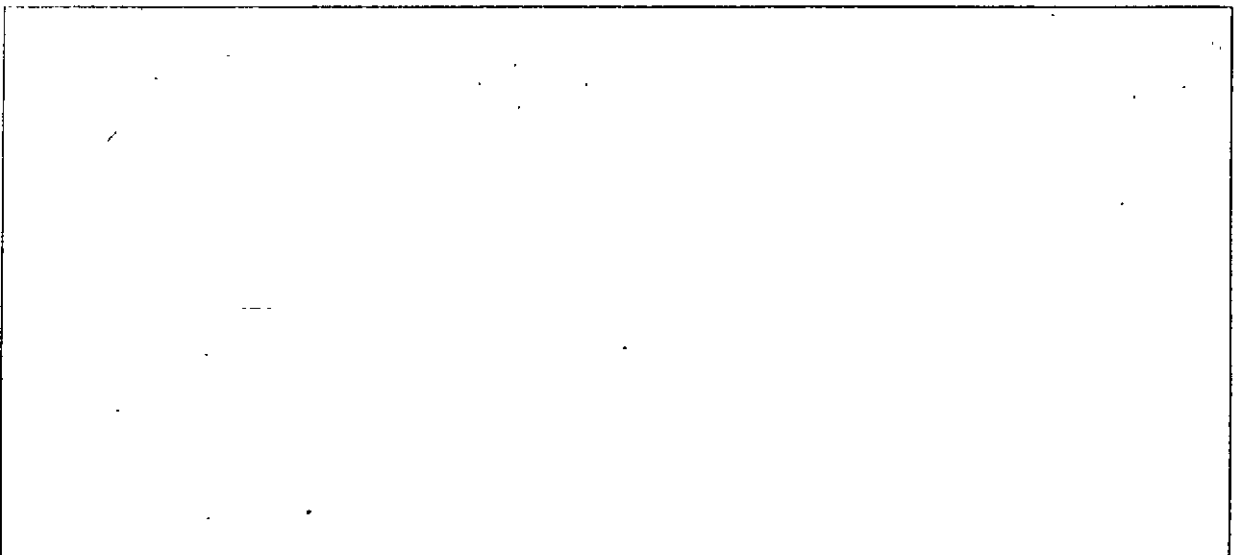
Tipo de Estructura: \_\_\_\_\_ Edad: \_\_\_\_\_  
Ubicación: \_\_\_\_\_ Ambiente: \_\_\_\_\_  
Orientación: \_\_\_\_\_ Fecha de inspección: \_\_\_\_\_

a) Tipificación de daños y localización en la estructura.



Croquis de la estructura con levantamientos de daños generales  
(para nomenclatura de daños generales ver Tabla No. II.1)

b) Registro Fotográfico



77

e) Extensión y gravedad de los daños: \_\_\_\_\_

---

---

---

---

---

---

---

---

d) Ensayos mínimos a realizar:

ENSAYO	LUGAR	RESULTADO
Determinación de cloruros o sulfatos	_____	_____
	_____	_____
	_____	_____
	_____	_____
Profundidad de carbonatación	_____	_____
	_____	_____
	_____	_____
	_____	_____
Espesor de recubrimiento	_____	_____
	_____	_____
	_____	_____
	_____	_____

e) Prediagnóstico: \_\_\_\_\_

---

---

---

---

---

---

---

---

12



- 
- Determinación de la resistividad eléctrica del hormigón.
  - Medición de potenciales electroquímicos.
  - Determinación de la profundidad de carbonatación y presencia de iones cloruro cuali o cuantitativos en el hormigón.

*cuales o su concentración*

La ejecución de estos ensayos y mediciones requiere del uso de herramientas, equipos, materiales y reactivos; por lo tanto, es recomendable prever su utilización durante una inspección preliminar. Los métodos aplicables y los respectivos criterios de evaluación son tratados en el siguiente capítulo.

Los criterios para la elección de las zonas representativas pueden estar referidos a distintos factores ( 3.1. ~~aparte~~ a).

Finalmente, en otros casos los evaluadores pueden decidir que es imprescindible llevar a cabo una inspección detallada de la estructura, y que la realización de los ensayos y mediciones, tengan lugar sólo en dicha etapa.

### 3. INSPECCION DETALLADA

#### 3.1. Plan de Trabajo

Si a partir de la inspección preliminar fue decidida la necesidad de llevar a cabo una evaluación más completa de la problemática en la estructura a través de una Inspección Detallada, la elaboración de un Plan de Trabajo constituye una etapa intermedia.

La concepción del Plan de Trabajo requiere de la evaluación de la información básica obtenida previamente (Antecedentes, Examen Visual General y, eventualmente, Resultados de los Ensayos y/o Mediciones de campo a pie de obra que conducen al pré-diagnóstico) y, en general, incluye las siguientes actividades:

a.- Elaboración de:

- Fichas, Croquis y/o planos para el levantamiento de daños.
- Plan de Muestreo.
- Tabla de tipificación de daños.

b.- Selección de:

- Las técnicas de ensayo/medición/análisis más apropiadas.
- Las zonas y el número en que serán efectuados los ensayos/mediciones.

c.- Planificación de:

- Materiales
- Equipamiento.

### 3.1.1. Elaboración del Plan de Muestreo

Una vez reconocida la estructura - a través de la inspección preliminar - debe hacerse una división de ella en zonas, clasificadas de acuerdo a ciertas características y/o condiciones, que sean representativas dentro del conjunto de la estructura. Luego, los puntos de muestreo serán identificados con cada una de estas zonas, de manera que la evaluación considere y enmarque cada situación particular.

La clasificación de las zonas debe estar basada en los objetivos de la inspección y orientada a facilitar la determinación de las causas que han originado los daños por corrosión en las armaduras. Se sugiere los siguientes criterios básicos:

- Diferenciar las zonas con distintas exigencias estructurales/mecánicas.
- Identificar las características originales (al ser puesto en obra) del hormigón.
- Diferenciar las zonas sometidas a distintos medios (agresivos, principalmente).
- Establecer grados de deterioro en el hormigón y en las armaduras.

En base a estos criterios, resulta muy útil realizar una división más específica de estas zonas - para la identificación final de las muestras - para lo cual debe distinguirse las subdivisiones por medio de términos apropiados. La terminología a emplear no está universalmente definida; sin embargo, es la práctica común la aplicación de la siguiente clasificación:

- Elemento o Componente: Parte de la estructura sometida a una exigencia estructural/mecánica específica, tal como vigas, losas, pilares, paredes, cimentaciones.
- Lote: Conjunto de elementos o componentes fabricados con las mismas características y en las mismas condiciones.
- Fracción: Subconjunto de elementos o componentes de un lote sometidos a un mismo medio.

- 
- **Muestra:** Conjunto de probetas extraídas de (ó de mediciones efectuadas en) los componentes o elementos seleccionados como representativos de un lote. El tamaño de la muestra (número de ejemplares que constituyen la muestra) es variable, dependiendo principalmente de las dimensiones de la estructura y de la magnitud del problema.

La división de la estructura en base al grado de deterioro de las diferentes zonas estará soportada por los resultados del examen visual y de los ensayos previos eventualmente realizados.

Los croquis y/o planos de la estructura elaborados para el levantamiento de daños deben resumir esquemáticamente y de manera simple y clara los criterios de identificación aplicados, y lo mismo que en las tablas de tipificación de daños, deberá utilizarse términos (normalizados o previamente definidos en un glosario) que describan inequívocamente la situación que se desea reflejar.

### **3.1.2. Selección de técnicas y zonas de ensayo/mediciones/análisis.**

Realizada la división de la estructura según los criterios arriba mencionados debe estimarse en esta etapa, que tipo de ensayos, mediciones y/o análisis deberán ser llevados a cabo en la inspección detallada, y en qué (y en cuántos) puntos de muestreo serán realizados. Acerca de los equipos y de la metodología para llevar a cabo estos trabajos se tratará en el siguiente capítulo.

### **3.1.3. Planificación de materiales y equipamiento.**

En base a los resultados de las actividades expuestas en 2.1.a y b, se deberán tomar las provisiones en cuanto a la preparación de los equipos, materiales y reactivos a utilizar (calibración, preparación de soluciones, etc.) durante la inspección detallada (o paralelamente a las obras de reparación). Se reitera la necesidad de realizar un registro fotográfico extenso y tomar en cuenta que eventualmente sea necesario el uso de binoculares o de una cámara de vídeo.

## **3.2. Ejecución de la Inspección Detallada.**

El Examen Visual Detallado debe considerar la inspección minuciosa, tanto del hormigón (y/o de los acabados) como del estado de las armaduras.

La inspección debe abarcar todos y cada uno de los elementos, registrándose (Fichas, Planos/Croquis de Levantamiento de Daños) las anomalías observadas, las cuales están descritas en la Tabla II.1.

La inspección debe considerar la clasificación de las manchas de óxido (color, aspecto, extensión) y la morfología del ataque (uniforme o localizado, profundidad y extensión de picaduras, etc.).

La realización de ensayos y mediciones en el hormigón y en la armadura, así como la extracción de muestras a ser analizadas en laboratorio, puede ser llevada a cabo durante el examen visual detallado (ejecución del Plan Trabajo).

Pueden elaborarse fichas como las presentadas en el Anexo, para consignar los resultados de las actividades realizadas en la Inspección Detallada y el diagnóstico respectivo.

### 3.2.1. Ensayos a realizar en una Inspección Detallada<sup>(1,3,4)</sup>.

Como ya ha sido señalado, una parte muy importante de la información básica necesaria para poder efectuar un dictamen sobre las causas que han podido determinar la corrosión de las armaduras y su propagación, se obtiene realizando apropiados ensayos sobre las armaduras y el hormigón de la estructura.

Los ensayos mínimos a realizar serían los siguientes:

#### Para la evaluación del hormigón:

- Resistividad
- Ultrasonido
- Esclerometría
- Profundidad de Carbonatación
- Concentración de Cloruros
- Resistencia a la Compresión
- Porosidad

#### Para la evaluación de la armadura:

- Localización de la armadura y espesor de recubrimiento.
- La pérdida de diámetro del refuerzo y su límite elástico.
- La medición de potenciales
- La medición de la velocidad de corrosión

En la Tabla II.2 se resume la información de las técnicas más comunes, sus ventajas y limitaciones.

La metodología para realizar los ensayos y la toma de muestra serán tratados en los siguientes capítulos.

Tabla. II.2. Ensayos más comunes en la evaluación de corrosión de las armaduras

ENSAYO	CAPACIDAD DE DETECCIÓN	APLICACION	VENTAJAS	LIMITACIONES
Medición de Resistividad	Cualitativa	Problemas por presencia de Cl <sup>-</sup>	Permite pre seleccionar áreas con potencialidad corrosiva. Medida rápida	Interpretación compleja de los resultados Disponibilidad de equipo de Medida Hormigón carbonatado
Medición de Potenciales	Cualitativa	Cualquier Estructura	Permite pre seleccionar áreas con potencialidad corrosiva. Medida rápida	Interpretación compleja de los resultados
Medición de velocidad de corrosión	Cuantitativa	Cualquier Estructura	Permite, una vez conocido el tipo de corrosión, evaluar la pérdida de sección de la armadura.	Interpretación Disponibilidad del equipo adecuado que permite compensación del IR <i>Cuida armadura</i>
Medición de Resistencia a la compresión y volumen de vacíos	Cuantitativa	Cualquier Estructura	En conjunto con volumen de vacíos ó relación agua/cemento ó contenido de cemento, evalúa calidad del hormigón.	Ensayo Destructivo
Definición de Profundidad de Carbonatación	Cuantitativa	Estructuras con Calidad del hormigón de baja a mala.	Prueba sencilla que permite identificar fácilmente este fenómeno y el tiempo para alcanzar la armadura	Ensayo Destructivo
Perfil de cloruros	Cuantitativa	Cualquier Estructura	Permite determinar la calidad del hormigón y el tiempo para que se presente la corrosión del refuerzo.	Ensayo Destructivo Interpretación compleja apoyo estadístico

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. Feliu y C. Andrade (Coords)(1989) Manual de Inspección de Obras Dañadas por Corrosión de Armaduras. Centro Nacional de Investigaciones Metalúrgicas (CENIM) y el Instituto Eduardo Torroja de Ciencias de la Construcción, Madrid, España.
2. Helene. Manual para Reparo, Reforço e Proteção de Estruturas de Hormigón. 2 Ed.São Paulo, PINI, 1992.
3. Repette. Contribução à Inspeção e à Avaliação da Segurança de Estruturas Acabadas de Hormigón Armado. Porto Alegre 1991. Dissertação (Maestrado). Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio Granda do Sul.
4. ACI Comitee 364. Guide for Evaluation of Concrete Structure Prior to Rehabilitation ACI Materials Journal. Sept-Oct.1993
5. RILEM Draft. Recommendation for Damage Classification of Concrete Structure. Materials and Structures, 1994,27.
6. Raharinaivo. J.M.R. Genin. Sobre la Corrosión de las Armaduras de Hormigón en Presencia de Cloruros. Materiales de Construcción. Vol. 36, No. 204. Oct-Nov. 1986
7. Cotton, G. Wilkinson (1988) Advance inorganic Chemistry. John Wiley & Sons Inc. USA
8. Takewaka, S. Matsumoto y M. Khin (1989). Nondestructive and Quantitave Evaluation for Corrosion of Reinforcing Steel in Concret using Electrochemical Inspection System. American Concret Institut, SP 128-22
9. Ausin y cols. Medida de la Velocidad de Corrosión de Armaduras en Estructuras de Hormigón. Desarrollo y Evaluación de un corrosímetro portátil (LG-ECR) adaptable a distintas técnicas electroquímicas. Hormigón y acero No.
10. Rodríguez Santiago, L.M. Ortega Basagoiti y A.M. García Guillot. Medida de la Velocidad de Corrosión de las Armaduras en Estructuras de Hormigón, mediante un equipo desarrollado dentro del Proyecto EUREKA EU-401. Hormigón y Acero No 189. 1994.

# Severe Corrosion of a Gulf of Mexico Bridge

J.J. Carpio, G. Hernández-Duque, and L. Martínez  
Instituto de Física UNAM, Av. Agustín Melgar s/n, Campeche, Camp. 24030, México

T. Pérez-López  
Facultad de Química UNAM, Ciudad Universitaria, Ciudad, D. F. 04510, México

*The severe corrosion on the largest Mexican bridge over seawater was studied. The bridge has been in service since 1982 in the tropical environment of the Gulf of Mexico. It is supported by sets of piles hammer-driven into sea soil. The concrete piles exhibited cracks up to 4 m long above the sea level, which apparently were caused by the marine environment as well as the construction procedures.*

In principle, concrete provides protection against corrosion of reinforcing steel. However, the reinforcement (rebar) may corrode from exposure to aggressive environments, defects in construction, or changes in the environment.

Reinforced concrete structures are often exposed to marine environments where degradation by corrosion occurs frequently.<sup>1,2</sup> Chlorides and sulfates, oxygen, and other deleterious agents in seawater damage concrete and corrode rebar. Several techniques can characterize corrosion processes in real concrete structures: half-cell potential mapping, electrical resistivity measurement, determination of profiles and critical content of chlorides, carbonation depth measurement, ultrasonic pulse velocity and hammer-impact measurements, visual examination, and delamination detection.<sup>3,9</sup>

Half-cell potential measurements in concrete approximately indicate the

corrosion or protection condition of rebar. They are performed frequently on real concrete structures because they identify zones with different corrosion probability. The general test

method is described in the ASTM C 876-87 standard.<sup>10</sup> The standard states that at potentials above  $-200$  mV vs CSE (copper/copper sulfate electrode), the probability for corrosion is very low (less than 5%), while below  $-350$  mV, corrosion is very probable (greater than 95%). However, half-cell potentials between these two values are uncertain and may not accurately determine the rebar condition.<sup>7,8,10</sup>

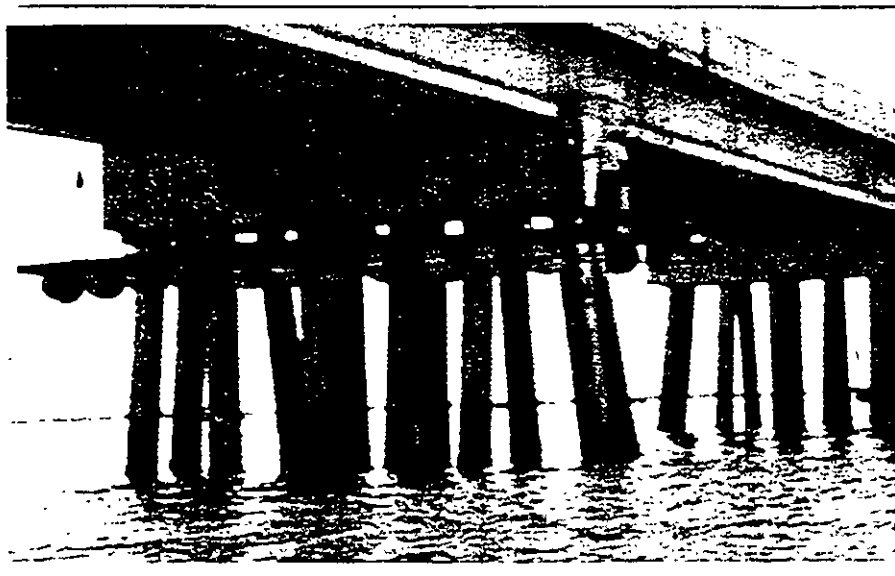


FIGURE 1  
Sets of piles support the bridge deck.

The electrical resistivity of concrete and the oxygen availability are parameters that control the corrosion rate of rebar. Their values depend on the moisture content in the concrete pores. In real structures, measurement of electrical resistivity is preferred to moisture content determinations because it does not require coring the concrete. In general, electrical resistivity values are in good agreement with what is indicated by half-cell potential measurements. Thus, when the resistivity is greater than 12 kilohm-cm, corrosion is unlikely. For resistivity ranging between 5 and 12 kilohm-cm, corrosion will probably occur. For values lower than 5 kilohm-cm, corrosion is almost certain.<sup>7,8</sup>

Carbon dioxide from the air penetrates concrete, reacts with the cement constituents, and reduces its alkalinity.<sup>7</sup> Thus, the normal protection against corrosion provided by the concrete can be lost as a result of carbonation. Steel reinforcement will corrode if moisture and oxygen are available at that level. The main factor controlling the rate of carbonation is humidity. Water-saturated concrete is effectively free from carbonation, while concrete exposed to an atmosphere with 70% relative humidity shows the greatest depths of carbonation. Uncarbonated concrete has a pH range between 12.5 and 13.2, which provides good protection against corrosion. However, this protection is lost when the pH decreases to values below 11. If chloride ions are present in the reinforcement zone, protection may be triggered even at higher pH values, the precise value depending on the chloride concentration in this zone. The critical value for corrosion to occur is related to the chloride-hydroxyl ion concentration ratio. Hausmann has shown that when this ratio is higher than 0.6, corrosion of the rebar is possible.<sup>12</sup>

Chlorides are found in old and new concrete.<sup>13</sup> Chlorides penetrate hardened concrete exposed to marine spray. When they reach the rebar, corrosion occurs with a progressive accumulation of rust, which causes



FIGURE 2  
Face C of pile with a long crack

concrete cracking and spalling.

The higher the chloride ion content, the greater is the probability of corrosion. To predict the probability of corrosion, it is necessary to know the chloride concentration in the concrete next to the reinforcement and the position of the carbonation front relative to it.<sup>6,13</sup>

This summary is the result of the study of the severe corrosion and mechanical damage on piles that sustain

the longest bridge in service in Mexico. The bridge links the Isla del Carmen with the mainland Campeche on the coast of the Gulf of Mexico in the Yucatan Peninsula.

#### Bridge Description

The 3.2-km bridge has been in service since 1982. The structure consists of more than 100 I-beam prestressed decks, a 30-m span supported by a massive reinforced-concrete



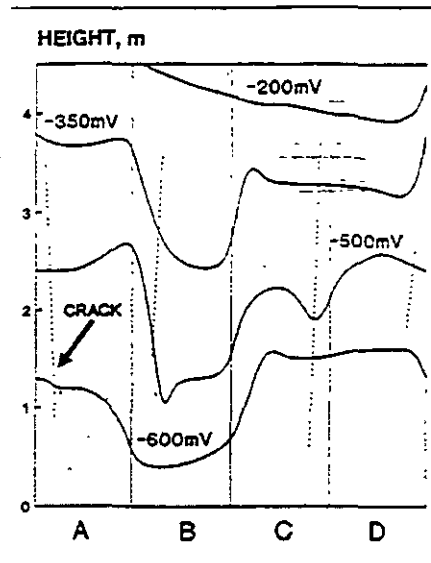


FIGURE 3

Half-cell potentials (CSE) and crack patterns on the four faces of the pile. A large portion above the water level is less than  $-350$  mV, an active potential for corrosion.

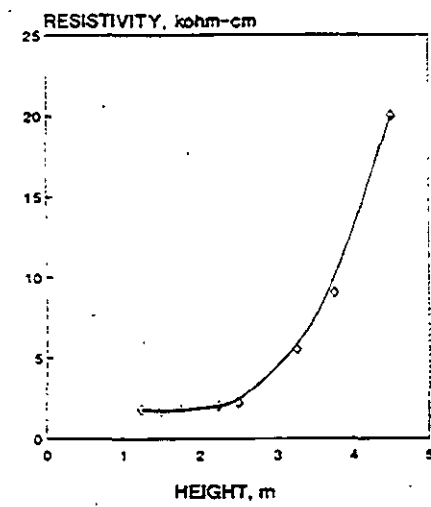


FIGURE 4

Resistivity of concrete measured by the four-electrode technique. A large resistivity drop was evident in a large portion of the pile above sea level.

block over 12 to 14 piles. The reinforced concrete piles are more than 20 m long and have a cross section of 45 by 45 cm. The piles are exposed to three different environments: the soil into which they were driven, seawater, and the marine atmosphere.

Premature concrete cracking and corrosion of rebar were observed on these piles four or five years after construction. The general crack pattern is shown in Figures 1 and 2. It appeared that the piles were over-

hammered when driven into the marine soil. This provoked the cracks (approximately 4 m long) from the top of the pile to seawater level. Corrosion of the rebar contributed to crack development.

One-third of the piles were repaired in 1987. The cracks were filled with resin. The pile was surrounded with a steel mesh and a cement paste, which were then covered by fiberglass elements. In 1993, the same repair technique was performed on the rest of the piles.

### Experimental Procedure

The measurements in this report were performed on one set of 12 piles.

### Half-Cell Potentials

Half-cell potentials were measured on the surfaces of the piles. First, electrical continuity between the piles was tested at areas where rebar was exposed by cracks and at points where opening the concrete was necessary. The voltage drop between two locations was measured with a high-input impedance voltmeter. Steel was considered electrically continuous when the voltage drop measured zero. The grid pattern for half-cell potential measurements was as follows: three points in each face every 0.30 m along the entire length of the pile from its top to the seawater level (lower tidal zone). The reference was a CSE. A first analysis was made to identify zones probably affected by corrosion.

### Electrical Resistivity

The four-electrodes technique used in soils was used to measure the electrical resistivity of the concrete. An electrical current was applied through two extreme electrodes, and the correspondent voltage response with the two intermediate electrodes were measured to calculate the electrical resistance.<sup>7,14</sup> The electrodes were spaced 3 cm apart, one-half cm deep. Two electrical resistivity measurements were taken on one face of the pile at different levels starting from the seawater line. On some piles, measurements were taken on four faces at the same level.

### Carbonation Depth

Concrete carbonation can be determined on laboratory specimens as well as on real concrete structures by applying a convenient pH indicator solution on a freshly exposed concrete surface.<sup>15</sup> Phenolphthalein (1% solution) is generally used because it helps determine pH changes between 8 (concrete color remains the same) and 9.5 (concrete color turns purple-red). Thymolphthalein was used to identify concrete zones where pH was either below 9.3 (colorless) or above 10.5 (purple). Testing with both indicators was performed on "cracks" made with a dry-cutting saw and on the concrete surfaces of piles without protection.

### Chloride Profiles

Chlorides from an external environment are the main reagents that determine the time-to-depassivation of steel in concrete; therefore, knowing the chloride concentration profiles and critical contents is very important. In real structures, these data can be obtained from concrete cores. In this study, cylindrical specimens (10 cm diam) were taken from different piles at various levels above seawater. Chloride concentration profiles were drawn using the electron microprobe technique. A flat specimen was obtained from an original concrete core, and the surface was analyzed.

### Crack Pattern

To understand rebar corrosion, a complete statement of concrete cracks was performed. Both location and dimension (length and width) were determined.

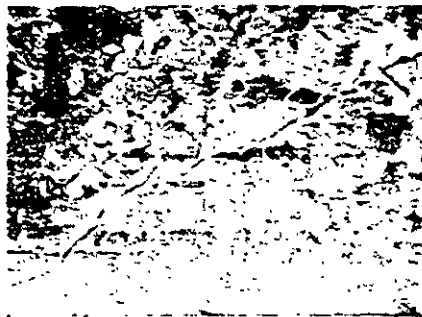
## Results and Discussion

### Half-Cell Potentials

The isopotential curves on pile surfaces are shown in Figure 3. The plot represents the four faces, A, B, C, and D, of the pile. At the minimum tide level (zero level in vertical scale), half-cell potentials were well below  $-600$  mV vs CSE. The  $-500$  mV vs CSE isopotential curve had signifi-



(a)



(b)

FIGURE 5

(a) Cuboidal crystals of NaCl in the core sample; (b) NaCl crystal-rich areas were found near cracks in concrete.

cant variations but was never located above a 2.7-m level. Isopotential corresponding to  $-350$  mV vs CSE had the lowest position at 2.40 m. When concrete cores were extracted, severe corrosion of the rebar was observed in areas presenting these potential values. This condition was observed even at zones 3.3 m above seawater level. A safe region was found where potentials were above  $-200$  mV vs CSE; this area is limited to the top-most part (above 3.9 m level) of the pile in faces C and D.

### Concrete Cracks

Presumably, cracking was initiated during construction when piles were hammered to penetrate about 10 to 12 m of marine soil. Highway engineers detected small cracks on the concrete surface of piles early after construction. Further cyclic loading on the pile (service loads and seawater horizontal forces) contributed to growing and widening of the initial cracks. Concrete expansion due to reaction products between seawater and the cement constituents as well as corrosion products of the rebar presumably contributed to crack development. All piles visually exhibited long and wide vertical cracks (Figure 2). A correlation was found between cracks and the potential measurements. This can be seen in Figure 3. Face B, for example, exhibits low potential values because of the relatively small and closed crack on its surface. Faces A and C have long and wide cracks, and the  $-500$  and  $-600$  mV vs CSE isopotentials

were measured. Other researchers have found similar results.<sup>6,11</sup>

### Electrical Resistivity of Concrete

Resistivity values on a pile surface ranged from 20 kilohm-cm near the bridge deck to about 2 kilohm-cm near the water level (Figure 4). The drop in resistivity is very significant. According to known electrical-resistivity criteria, rebar corrosion can be possible at values below 5 kilohm-cm. These values are observed at levels as high as 3 m above minimum tide level.

### Carbonation Depth

No carbonation was detected in the concrete surfaces of the piles, nor in artificially made cracks. The environment is considered marine-rural, containing very low carbon dioxide. Analysis on crushed material from cores showed that the pH of concrete was about 12, which means that the concrete was sound and could protect the rebar if chlorides or other de-passivating reagents were not present.

### Chlorides Profiles

Chlorides were found in concrete sample cores at 2 m above sea level. The scanning electrode microscopy (SEM) micrographs in Figure 5 show the presence of sodium chloride crystals near crack surfaces. Chloride-rich areas were found in the cement part of the mortar. The dark central region in the micrograph in Figure 6 is rich in chloride ranging from 1 to 6 wt%. The platelets are sections of crushed sea shells, which could indicate that



FIGURE 6

Microstructure of the core concrete. The dark region is cement where chlorides are found, and the platelets are crushed sea shells.

shore sand and possibly seawater was used during construction. The chlorides quantitative calculations are variable. If the electron beam is focused in the sodium chloride crystal, rich areas of the chloride may be more than 20 wt% of concrete sample. The chloride measurements are averaged over larger areas. The chloride penetration profile is depicted in Figure 7. Although the scattering is significant, chloride ranged from 5% near the external surface to about 1% near the oxide layer of the rebar. These measurements should be considered carefully because the microstructural distribution of chloride is rather inhomogeneous. When concrete cores were extracted, the oxide layer covering the rebar was very moist, and consistently some points in the oxide microanalysis exhibited high chloride content. High chloride content was also found in seawater paths—cracks and interfaces between steel wire or rebar and concrete.

### Sulfur-Rich Expansion Products

Figure 8 is an SEM micrograph in which needle-like crystals are revealed in the cement voids. These sulfur-rich crystals can be associated with ettringite. Ettringite is a deleterious expansion product of sulfur reactions in concrete.<sup>16,17</sup> Therefore, crack formation could be related to these expansion products.

### Summary

Severe corrosion and mechanical damage were found on the bridge piles. Cracks propagated along the piles, several meters in length and

crossing the full section many times. The cracks opened to widths ranging from a few tenths of a millimeter to about 2 cm. Potential measurements at and above sea level indicated that long portions of the piles were thermodynamically active from the corrosion point of view. Most of the pile was measured at potentials below -350 mV vs CSE, which means corrosion activity. The very active zone below -500 mV was about 3 m above sea level; consistently, the resistivity dropped significantly in the same region. Apparently, chloride was introduced into the mortar during pile fabrication through shore sand and probably seawater. Further chloride was introduced by diffusion and seawater directly penetrating the cracks. Sulfur-rich products were found and were associated with the cracks in the concrete.

**Conclusion**

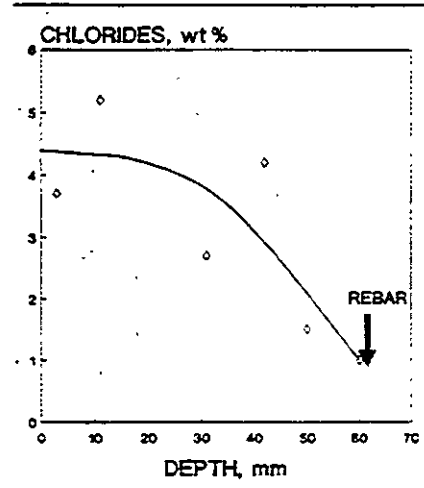
The condition of the bridge motivated a repair procedure, which will

be analyzed in the future. However, basic lessons from this experience can be drawn:

- The use of shore sand and seawater should be strictly banned in concrete construction.
- Hammered-pile bridge construction techniques should be revised when microcracks are likely to form during the hammering.

**References**

1. N.J.M. Wilkins, P.F. Lawrence, "The Corrosion of Steel Reinforcements in Concrete Immersed in Seawater," Conf. on Corrosion of Reinforcements in Concrete Construction, London, June 1983.
2. M. Makita, "Marine Corrosion Behavior of Reinforced Concrete Exposed at Tokyo Bay," in Performance of Concrete in Marine Environment, ACI SP-65 (Detroit, MI: American Concrete Institute, 1980), pp. 271-290.
3. E.A. Baker, K. L. Money, C.B. Sanborn, "Marine Corrosion Behavior of Bare and Metallic-Coated Steel Reinforcing Rods in Concrete, in Chloride Corrosion of Steel in Concrete," ASTM STP 629 (Philadelphia, PA: ASTM, 1977), pp. 30-50.
4. R. Browne, "Mechanisms of Corrosion of Steel in Concrete in Relation to Design, Inspection and Repair of Offshore and Coastal Structures," in Performance of Concrete in Marine Environment, ACISP-65 (Detroit, MI: American Concrete Institute, 1980), pp. 169-204.
5. N. Nielsen, B. Fespelid, "Corrosion Behavior of Reinforced Concrete under Dynamic Loading," CORROSION/85, paper no. 261 (Houston, TX: NACE, 1985).
6. L. Lemoine, A. Raharinaivo, Structures en Beton Armé au Contact de l'Eau de Mer Soumises à la Fatigue et à la Corrosion, Bull. Liaison Lab. P. et Ch., Paris, 142 (1986).
7. P.R. Vassie, A Survey of Site Tests for the Assessment of Corrosion in Reinforced Concrete, TRRL Laboratory Report 953, Crowthorne, Berkshire (1980), p. 33.
8. J.L. Dawson, "Corrosion Monitoring of Steel in Concrete," in Corrosion of Reinforcement in Concrete Construction, ed. A.P. Crane, (Ellis Horwood Ltd., London: Soc. of Chem. Ind., 1983), pp. 175-191.
9. S.G. Mckenzie, Corrosion Prevention & Control, 2 (1987): p. 11.
10. Annual Book of Standards, ASTM C 876-87, "Standard Test Method for Half-Cell Potentials of Uncoated Reinforcing Steel in Concrete" (Philadelphia, PA: ASTM).
11. G. Grimaldi, P. Brevet, G. Pannier, A. Raharnaivo, British Corrosion Journal 21, 1 (1986): p. 55.
12. D.A. Hausmann, MP 11 (1967): pp. 19-22.
13. A. Raharnaivo, J.M.R. Genin, Materiales de Construcción 36, 204 (1986): p. 5.
14. S. Feliú, C. Andrade, Manual de Inspección de Obras Dañadas por Corrosión de Armaduras, (Madrid: CSIC, 1992), p. 122.
15. A. Raharnaivo, P. Brevet, G. Grimaldi, J. Carpio, "Techniques for Assessing the Residual of Lifetime of Reinforced Concrete



**FIGURE 7**  
A chloride profile was created from analyzing a core drawn at a point 3 m above sea level.



**FIGURE 8**  
Sulfur-rich crystals are associated with ettringite.

Civil Works," 9th European Congress on Corrosion, paper no. BU097, The Netherlands, October 1989.

16. W.R. Holden, C.L. Page, N.R. Short, "The Influence of Chlorides and Sulphates on Durability of Concrete," in Corrosion of Reinforcement in Concrete Construction, ed. A.P. Crane, (Ellis Horwood Ltd., London: Soc. of Chem. Ind., 1983), pp. 143-150.
17. C. Larve, Les Réactions de Dégradations Internes du Béton, Rapport de Laboratoire, Serie Ouvrages d'Art OA-6. LCPC, Paris, 1990.

**Technical Editor's Note:** *The degradation process described was "built in" from the project's start. Infrastructure ages normally. This is serious in itself without incorporating flaws that can be avoided with proper construction specifications and procedures.*

*Presented as paper no. 288 at CORROSION/94 in Baltimore, Maryland.*

## Corrosión en estructuras de concreto reforzado

Un problema común de durabilidad

\*Dr. Ing. Pedro Castro Borges

\*\*Ing. René M. Castillo Salazar

\*\*\*Dr. Ing. Juan J. Carpio Pérez

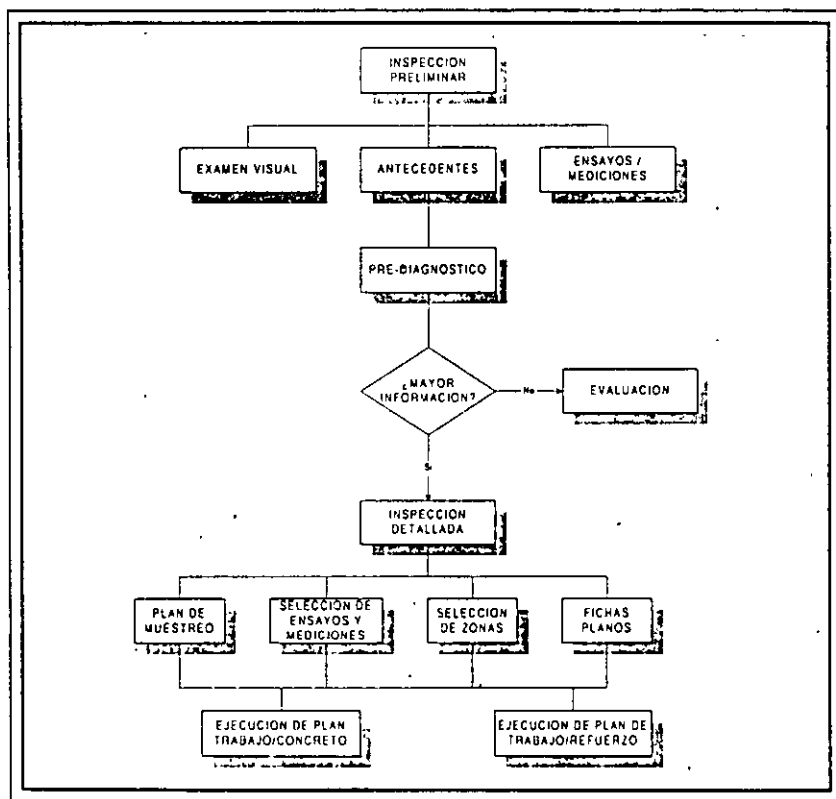


Figura 1. Inspección en obra: procedimiento general (ref. 2)

*En este artículo trataremos el tema sobre inspección de daños en estructuras por corrosión del acero de refuerzo*

### INSPECCION PRELIMINAR

La inspección preliminar en una estructura dañada por corrosión constituye una etapa muy importante en la evaluación y posterior reparación ya que a través de ella se obtiene directa o indirectamente la información requerida para realizar luego una inspección detallada que proporcione un diagnóstico y recomendaciones para darle solución al problema. En esta parte se presenta una metodología para realizar la inspección preliminar.

### Descripción del procedimiento de inspección

El procedimiento empleado en la inspección de las estructuras consiste primeramente en una inspección preliminar y, posteriormente, si se requiere, una inspección detallada. En general, la inspección en obra que se recomienda<sup>1,2</sup> consta de los siguientes pasos.

- ❖ Elaboración de un ficha de antecedentes de la estructura y del medio

\*Centro de Investigación y de Estudios Avanzados del IPN, Unidad Mérida

\*\* Auxiliar de Investigador

\*\*\*Programa de Corrosión del Golfo de México, Universidad Autónoma de Campeche.

Tabla 1.- Clasificación de daños en las estructuras (ref. 2)

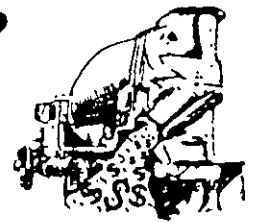
Código	Daño	Descripción	Causa	Detalles proporcionados en inspección	
A1	Agrietamiento (general)	Separaciones irregulares del concreto sin formación de modelos o patrones.	Sobrecarga, corrosión, contracciones	Dirección, profundidad	ancho, Agrietamiento
A2	Patrón de agrietamiento	Como el anterior sólo que éstos siguen un patrón (una dirección ya sea perpendicular o paralela al refuerzo)	Cambios diferenciales de volumen entre el concreto interno y externo	Area de la superficie, ancho	
B1	Exudación	Material de tipo viscoso que va exudando a través de los poros del concreto	Reacción álcali en el agregado	Severidad	
B2	Incrustación	Cubierta blanca en la superficie del concreto	Lixiviación de la cal del cemento	Severidad, humedad	Depósitos en superficie
B3	Manchas de óxido	Manchas de color café	Corrosión del refuerzo o de alambres pegados a la superficie	Severidad	
B4	Humedad	Agua acumulada en la superficie	Filtraciones, depósitos	Severidad	
C1	Brotos (pop-out)	Depresiones superficiales y cónicas	Desarrollo de presiones internas, por ej. Expansión del agregado	Area de superficie, profundidad	
C2	Desprendimientos (spall)	Fragments separados de una masa considerable de concreto	Inducción de esfuerzos internos, por ej. por la corrosión del refuerzo o por fuerzas externas	Area, profundidad	Pérdida de concreto
C3	Delaminaciones	Esquirlas delgadas	Formación de esfuerzos internos sobre un área grande	Area, profundidad	
C4	Intemperismo	Pérdida de la superficie del concreto	Acción del medio ambiente, despoja el acabado y la pasta de la superficie	Area, profundidad	Defectos de construcción
D1	Desgarramiento	Similar a las grietas	Adhesión a la cimbra o molde	Ancho, profundidad	
D2	Alveolado (panal de abeja)	Vacios entre el agregado grueso	Falta de vibración	Ancho, profundidad	
E1	Juntas de construcción	Línea en la superficie del concreto, puede ser biselado o de apariencia porosa	Juntas entre dos colados	Cualquier deterioro asociado a éstas	Características de construcción
E2	Juntas de tablero	Ranuras en la superficie del concreto	Marcas formadas para evitar agrietamientos por contracciones en los tableros	Cualquier deterioro asociado a éstas	

(con base en información documental y/o visita previa)

- ❖ Examen visual general de la estructura.
- ❖ Levantamiento de daños.
- ❖ Selección de zonas para examen detallado de la estructura (elaboración del Plan de Muestreo).
- ❖ Determinación de las técnicas de ensayo/medición/análisis más apropiadas.
- ❖ Selección de zonas para la realización de ensayos/mediciones/análisis fisicoquímicos en el concreto y en el refuerzo.
- ❖ Examen visual detallado en zonas seleccionadas.
- ❖ Ejecución de mediciones, ensayos y análisis físico-químicos en el concreto y/o en el refuerzo.

## ¿PRECIOS UNITARIOS?

SISTEMA CAPUE (En Excel)  
Catálogo Auxiliar de Análisis de  
Precios Unitarios de Edificación  
Edición 57 / Julio'96



- ◆ *Elabore sus análisis de precios y sus presupuestos de obra con facilidad, seguridad y rapidez.*

- ◆ *Con la libertad de una aplicación Windows.*

- ◆ *Con la facilidad de una herramienta EXCEL.*

### ALCANCES

- Base de datos de 800 análisis de precios unitarios de aplicación práctica y 1500 precios de adquisición de materiales
- Adaptación instantánea del sistema para cualquier localidad de la República Mexicana
- Herramientas para realizar análisis y presupuestos de obra
- Explosión de insumos, control de consumos y gastos de obra
- Costos horarios de maquinaria
- Estudios de indirectos y factor de salarios
- Actualización trimestral de base de datos

SIRVIENDO A LA INDUSTRIA DE LA CONSTRUCCION

¡ ADQUIERALO HOY MISMO !

Tels.: 598 43 48 • 598 63 83 • 658 73 11 • 658 31 99

Calle Don Juan Manuel N° 10 Col. San José Insurgentes

Centro de Investigación y de Estudios Avanzados del IPN  
Unidad Mérida  
**CORROSION EN EL ACERO DE REFUERZO**  
FICHA DE ANTECEDENTES

ESTUDIO: Mendores de la carretera en estructuras de concreto reforzado en el Puerto de Progreso, Yuc  
OBRA: Centro de Estudios Técnicos del Mar (CETMAR)  
FECHA: jun-94  
LUGAR: Progreso, Yucatán

**A) DATOS GENERALES DE LA ESTRUCTURA**  
LOCALIZACIÓN: Carretera a P de Abasco s/n  
ORIENTACIÓN: Vigas en voladizo N S bases E O  
TIPO DE OBRA: Escuela pública  
TIPO DE ESTRUCTURA: Concreto reforzado

**B) DATOS ESPECÍFICOS DE LA ESTRUCTURA**

<b>Características del concreto</b>		<b>Características del acero de refuerzo</b>	
Dosificación Cemento:	<u>No disponible</u>	Grado	<u>42</u>
Arena	<u>No disponible</u>	Resistencia a la fluencia	<u>4200 kg/cm<sup>2</sup></u>
Agua	<u>No disponible</u>	Tipo de recubrimiento	<u>no disponible</u>
Grava	<u>No disponible</u>		
Tipo de cemento	<u> Tipo ?</u>	<b>Detalles constructivos</b>	
Resistencia a la compresión a los 28 días (f <sub>c</sub> )	<u>250 kg/cm<sup>2</sup></u>	cimentación	<u>715-1</u>
Relación a/c	<u>no disponible</u>	columnas	<u>715-1</u>
		trabes	<u>715-2</u>
		losas	<u>715-2</u>
Reglamento usado	<u>NTCC-77 RDF</u>		
concreto fabricado en	<u>obra</u>		

**C) HISTORIAL DE SU VIDA DE SERVICIO**

Edad de la estructura: 8 años  
Mantenimiento dado: pintura

Reparaciones previas: reparación de concretos en partes desprendidas por la corrosión del acero  
En algunas columnas se pintó el refuerzo con pintura antioxidante

**D) DATOS DEL MEDIO**

Tipo de atmósfera: marina  
Temperatura ambiente: 26.1 °C  
Humedad relativa: 75%  
Precipitación pluvial: 468 mm  
Tipo de suelo: friccional (arena de playa)  
Tipo de agua marítima: agua de mar alta salinidad  
Agentes agresivos en el ambiente: cloruros y sulfatos

Figura 2.- Modelo de ficha de antecedentes de la estructura para la inspección preliminar.

La inspección preliminar consiste en un examen visual para determinar todos los síntomas que pudiera tener la estructura, así como un número pequeños de ensayos que permitan ubicar el problema (en este caso recaen en los incisos a al c). Esta inspección permite tener una idea general del ambiente que rodea a éstas. En base a la complejidad del problema y de la experiencia de la persona responsable de la evaluación, se procederá a la preparación de actividades para la llamada inspección detallada.

La inspección detallada tiene por objeto cuantificar la extensión del deterioro mediante ensayos y mediciones y definir los sistemas de intervención (pronóstico de vida residual, reparaciones, rehabilitación, etc. ).

En la figura 1 se muestra un esquema donde se puede observar las actividades propias de cada tipo de inspección.<sup>2</sup>

Con base en la información obtenida en esta etapa se pueden determinar las cualidades y el origen del problema, o para realizar un estudio más detallado. La inspección preliminar consiste en lo siguiente:

### ANTECEDENTES DE LA ESTRUCTURA Y DEL MEDIO

Antes de empezar la inspección de la estructura se debe reunir toda la información de ésta en una ficha de antecedentes de la estructura y del medio. Esta debe contener lo siguiente:

#### Datos generales de la estructura

Primeramente se debe examinar toda la documentación y planos antes de salir al campo a inspeccionar la estructura. El tipo de información útil que se debe obtener es:

- ❖ Localización y ubicación de la estructura.

- ❖ Tipo de estructura (si es de concreto reforzado, presforzado, etc.)
- ❖ Tipo de obra (si es edificio público: apartamentos, puentes, naves industriales, etc.)

#### Datos específicos de la estructura

En este inciso se debe detallar la siguiente información

- ❖ Detalles constructivos, incluyendo cimentaciones, juntas, refuerzo, etc.
- ❖ Características del concreto: naturaleza y procedencia de los materiales constituyentes de éste, así como la dosificación y resistencia características, especificaciones y tecnología utilizadas para su fabricación, etc.
- ❖ Planos, croquis y detalles estructurales.

#### Historial de su vida de servicio

La historia de la vida de servicio corresponde a los datos desde su fecha de construcción hasta los primeros síntomas de deterioro, así como reparaciones previas. En resumen, esta sección debe contener:

- ❖ Edad de la estructura, así como mantenimiento y reparaciones previas.
- ❖ Edad de inicio de los problemas, niveles de tensiones a las que está sujeto el elemento o elementos estructurales, etc.

#### Datos del medio


El ambiente en el cual la estructura está expuesta debe ser investigado, ya que nos permite caracterizar su agresividad. Es primordial señalar la forma de interacción entre el ambiente y la estructura, y corresponde al criterio y experiencia del evaluador el determinar y calificar la intensidad de dicha interacción. La información básica necesaria es:

❖ Tipo de atmósfera. Puede clasificarse en urbana, rural, marina, industrial, o una combinación. Debe señalarse, además, su grado de contaminación así como las condiciones de temperatura, humedad relativa, y vientos.

❖ Tipos de agua. Se clasifican en naturales (salobres, dulces, subterráneas), potable, de desecho (uso doméstico e industrial), asimismo, es importante investigar su grado de contaminación.

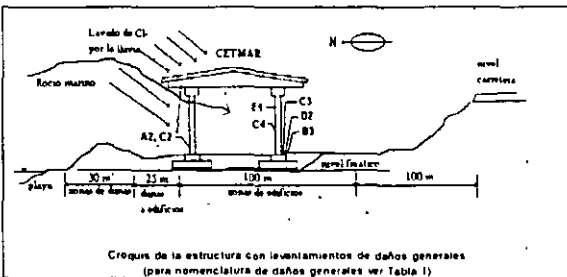
❖ Naturaleza del terreno o suelo. Debe señalarse si es natural o de relleno, ácido o alcalino, así como su resistividad eléctrica, características especiales y evaluación de posible contaminación.

❖ Presencia de agentes químicos. Por ejemplo sales utilizadas para el deshielo, en plantas industriales, etc.


**Centro de Investigación y de Estudios Avanzados del IPN**  
 Unidad Mérida  
**CORROSION EN EL ACERO DE REFUERZO**  
**INSPECCION VISUAL GENERAL DE LA ESTRUCTURA**

Tipo de Estructura concr reforzado      Edad 8 años  
 Ubicación dénte al mar Progreso Yuc.      Ambiente tropical-marino  
 Orientación Edificios con mira al norte      Fecha de inspección jul 94

**A) CROQUIS DE TIFICACIÓN DE DAÑOS EN LA ESTRUCTURA**



Croquis de la estructura con levantamientos de daños generales  
(para nomenclatura de daños generales ver Tabla I)

**B) REGISTRO FOTOGRAFICO.**




Figura 3a.- Formato de la inspección preliminar de la estructura.

# MANDENOS POR UN TUBO



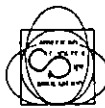
*pero que sea.....*

**DYSA**   
**ECOLOGIA**



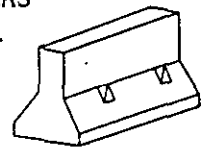
CONIECO

Miembro del:  
 Consejo Nacional de  
 Industriales Ecologistas A.C.



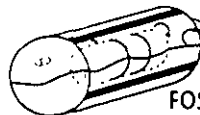
LOS PRIMEROS Y UNICOS  
 FABRICANTES DE  
**TUBERIA ECOLOGICA**  
 QUE CUMPLEN CON LAS  
 ESPECIFICACIONES HIDROSTATICAS  
 ASTM C 361 C 443 PARA EL TLC.

- Tubería para drenajes, alcantarillado e instalaciones sanitarias.
- Fabricación de brocales, coladeras, areneros, codos, pozos de visita, postes para cerca, fantasmas para carreteras, guarniciones.



**BARRERA DYSA:  
 DIVISORIA  
 DE CARRETERAS**

- Fosas sépticas tratadas ecológicas
- Cubrimos las especificaciones necesarias



**FOSA SEPTICA**

SURTIMOS PEDIDOS A TODA LA REPUBLICA  
 Gabriel Mancera No. 1141 México 12, D.F.

Tels.: 559-22-55 559-56-00 575-39-41 559-09-11 559-29-31 575-39-51  
 Fax.: 559-01-10 559-29-31 575-23-37

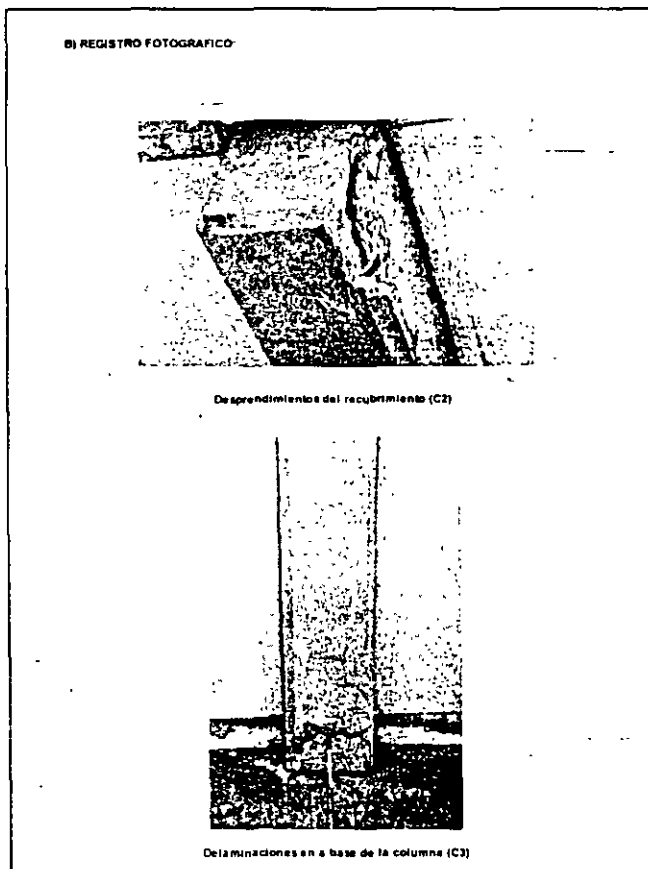


Figura 3b.- Formato de la inspección preliminar de la estructura.

❖ Presencia de corrientes de interferencia.

La selección de los datos anteriores puede organizarse para que la toma de ellos sea ágil y rápida. Véase un ejemplo de ficha de antecedentes en la Figura 2. Los datos presentados corresponden a una inspección de una escuela localizada en la costa yucateca.

## EXAMEN VISUAL GENERAL DE LA ESTRUCTURA

Se recomienda una visita de inspección a la estructura antes de planear cualquier investigación. Esta inspección visual debe ser siempre minuciosa y sistemática, poniendo atención tanto a aquellas áreas que muestren daños como a las que estén en buenas condiciones, para efectos de comparación. En términos generales la inspección visual consta de:

## Levantamiento de daños

La inspección visual implica elaborar croquis o planos donde se muestre un levantamiento de daños el cual debe permitir determinar si el problema se presenta por igual en todos los elementos de las mismas características, o si existen diferencias por causas locales (puntuales).

Para tal efecto debe realizarse un examen detallado de cada elemento, registrando los signos aparentes de corrosión, es decir, las manchas de óxido (color, extensión, y curso), fisuras (ubicación, dirección y dimensiones), zonas de desprendimiento del recubrimiento de concreto con o sin exposición del refuerzo, etc.)

La Tabla 1 (ref. 2) muestra los tipos de daños que se pueden observar en las estructuras así como un código de clasificación para diferenciarlos en el levantamiento de daños.

## Fotografías

Las fotografías son un excelente método para preservar la información y pueden ser de gran valor para análisis posteriores. Además de una cámara fotográfica se pueden utilizar binoculares en zonas en donde no es posible una observación directa.

## Utilización de formas para registro

Durante este proceso de evaluación se puede realizar un formato para registrar toda la información obtenida. Un ejemplo de este formato se puede observar en las figura 3a, 3b y 3c, en cuyo croquis [sección a) de la figura], están asentados los códigos de la tabla los diferentes tipos de daños.

## ENSAYOS MINIMOS

Una vez hechos los pasos anteriores, si el problema no es complejo y el evaluador es experimentado, puede ser suficiente la información hasta aquí obtenida para determinar la o las causas y elaborar un diagnóstico. Si el evaluador indica que se requieren más datos para realizarlo, se pueden hacer una serie de ensayos o mediciones que se ejecutan en obra durante la inspección preliminar. Estos ensayos mínimos a realizar son

- ❖ Medición del espesor del recubrimiento de concreto.
- ❖ Determinación de la profundidad de carbonatación
- ❖ Determinación de los iones de cloro y sulfatos en el concreto.

Estos ensayos se deben realizar en zonas de la estructura que sean representativas del daño observado. Estas zonas pueden ser:

- ❖ Zonas expuestas a las condiciones ambientales más agresivas.
- ❖ Zonas sometidas a las mayores exigencias mecánicas y estructurales.



❖ Zonas que representan los mayores daños o signos evidentes de corrosión

❖ Zonas de vientos predominantes y asoleamiento y aquellas zonas que representan la situación contraria en cada caso.

Por último, cuando el evaluador tenga que decidir si es imprescindible llevar a cabo una inspección detallada de la estructura, la realización de estos ensayos y mediciones puede llevarse a cabo sólo en la última etapa. Después de obtener todos los datos necesarios para evaluar a la estructura se realiza un diagnóstico preliminar, en el que se describan los daños visibles de la estructura y sus posibles causas. En el siguiente artículo de la serie se describirá el procedimiento para realizar la inspección detallada.

**REFERENCIAS**

1.- S. Feliú, C. Andrade, Manual de inspección de obras dañadas por corrosión de armaduras, C.N.I.M., Madrid, España. 1989.

2.- Manual de Inspección de la Red Iberoamericana Durar (en preparación). 1995. ♣

**C) EXTENSIÓN Y GRAVEDAD DE LOS DAÑOS.**

1) Agrietamiento y desprendimientos de concreto acompañados de corrosión del acero de refuerzo en la parte interior de las columnas y en cimentación. Los agrietamientos siguen un patrón definido en sentido del refuerzo longitudinal (A2). Daños severos como consecuencia de desprendimientos puntuales (C2) y delaminaciones.

2) Manchas de óxido sin agrietamiento en zonas muy húmedas como cimentación y pisos. Daños similares a los anteriores.

3) Intemperismo (C4) y acción entre agregados (D2) por falta de vibración en concretos de pisos y columnas. Facilita la entrada de agentes agresivos.

---

**D) ENSAYOS MÍNIMOS A REALIZAR**

ENSAYO	LUGAR	RESULTADO
Determinación de cloruros/sulfatos	Base de columnas a nivel superficial y del acero de refuerzo	Ca = 4 kgcl. de concreto Cb = 4 kgcl. de concreto
Profundidad de carbonatación	Caja penetral	Ca = concentración superficial Cb = concentración en la base Concreto superficial carbonatado hasta aprox. 1 cm de profundidad
Espesor de recubrimiento	en columnas en vigas	3 a 4 cms 3 cms

**E) PRONÓSTICO**

De acuerdo con la inspección visual de los daños a la tipificación de los mismos y el resultado de algunos ensayos, se estima que la estructura está deteriorándose por la acción de cloruros que están accionando al acero de refuerzo en tres formas:

a) a través del suelo desde la cimentación

b) a través del techo por el aerosol marino que se cuenta por las grutas

c) a través de la superficie de las columnas y trabes

Los mecanismos que intervienen en la degradación de la estructura aun no se aprecian en esta etapa.

Figura 3c.- Formato de la inspección preliminar de la estructura.

**El mejor aparador con todos los adelantos y los mejores exponentes de la Industria de la Construcción**



- MAQUINARIA Y EQUIPO**
- MATERIALES**
- ESTRUCTURAS**
- INSTALACIONES**
- ACABADOS**
- PREFABRICADOS**
- DECORACION**
- ACCESORIOS**
- AVANCES TECNOLOGICOS**
- COMPUTACION**
- SERVICIOS**
- FINANCIAMIENTOS**
- PUBLICACIONES**
- PRODUCTOS QUIMICOS**

SEPTIMA EDICION  
**EXPO**  
 CONSTRUCCION  
 PUEBLA 1996

*La construcción de una nueva civilización*

**OCTUBRE DEL 10 AL 13 · EXPO PUEBLA**

**TERCER FORO NACIONAL DE DESARROLLO URBANO**

**SEGUNDO FORO NACIONAL DE JOVENES EMPRESARIOS**

## Mét. de Yaroslavtziev.

Se obtuvo a partir de la observación directa de varios puentes de la URSS:

Aplicable para suelos granulares.

$$d_s = K_f K_v (C + K_H) \frac{V^2}{g} - 30 D_{85}$$

donde:

$K_f$  - coef. que depende del tipo de pila (figs 11a, 11b y 11c)

$K_v$  - coef. definido por la expresión:

$$K_v = -0.28 \left( \frac{V^2}{g b_1} \right)^{1/3} \quad (\text{fig 12})$$

$b_1$  - ancho expuesto de la pila (m) (figs 11a, 11b y 11c)

$V$  - velocidad media de la corriente aguas arriba de la pila, después de producirse la socavación general. (m/s)

$g$  - aceleración de la gravedad (m/s<sup>2</sup>)

$K_H$  - coef. definido por la expresión:

$$K_H = 0.17 - 0.35 \frac{H}{b_1} \quad (\text{fig 13}).$$

$H$  - tirante de la corriente frente a la pila (m). Debe considerarse el tirante para la avenida de diseño considerando el lecho de estiaje, do, más la socavación general.

$C$  - coef. de conexión que depende del sitio donde estén colocadas las pilas.

$C = 0.6$  para pilas en el cauce principal

$C = 1.0$  para pilas fuera del cauce principal.

$D_{85}$  - diámetro tal que el 85% del material del fondo es menor (m). Yaroslavtziev recomienda que cuando este valor sea menor de 0.5 cm se desprece el el segundo término del segundo miembro de la ecuación.

El método es aplicable siempre y cuando  $d_0/b_1 > 2.0$

El presupuesto para la Alternativa 1 importa la cantidad de \$ 356,058.05 (trescientos cincuenta y seis mil cincuenta y ocho pesos 05/100 M.N.) más el I.V.A.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.  
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

## **CURSO INSTITUCIONAL**

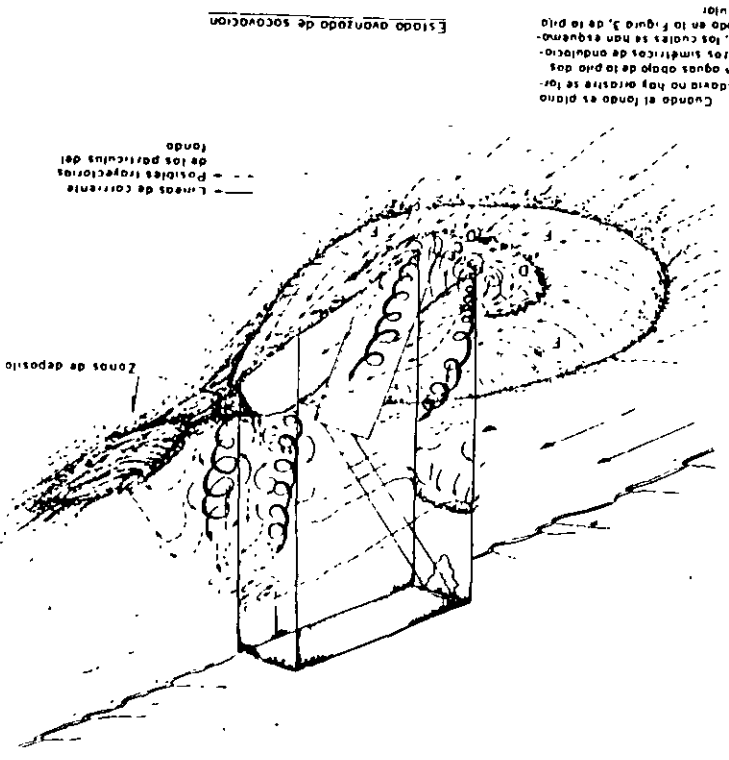
**INSPECCION, MANTENIMIENTO Y REHABILITACION  
DE PUENTES**

**del 27 de octubre al 7 de noviembre de 1997**

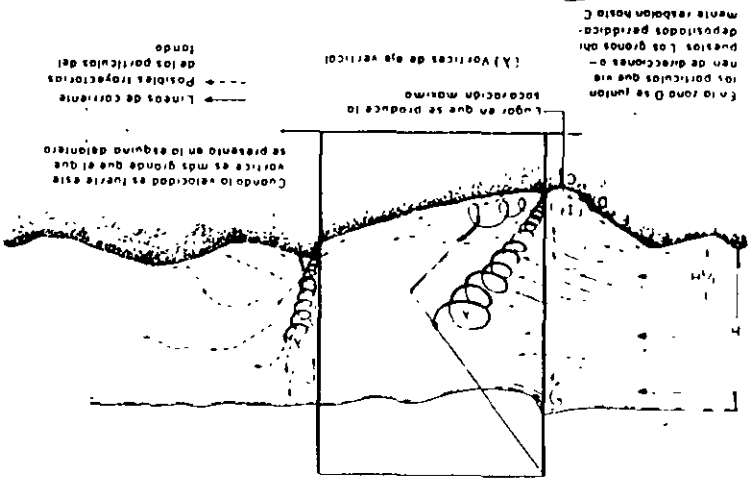
**SOCAVACION**

**Ing. Gabriel Atala B.  
Palacio de Minería  
1997**

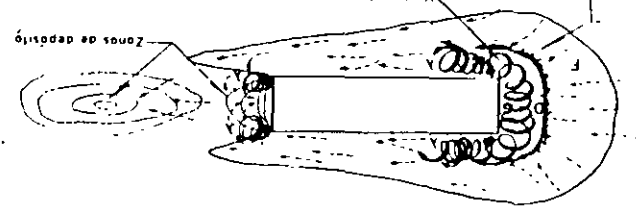
Fig. 28 Socavación en pilas rectangulares (según Mozo y Sánchez)



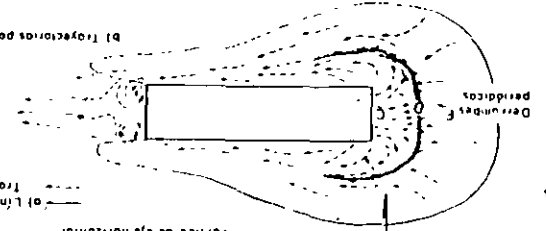
--- Líneas de corriente  
 - - - Posibles trayectorias  
 de las partículas del  
 fondo



Cuando la velocidad es fuerte este  
 vórtice es más grande que el que  
 se presenta en la esquina de ángulo



a) Líneas de corriente  
 de los proyectores



b) Proyectores posibles de las partículas

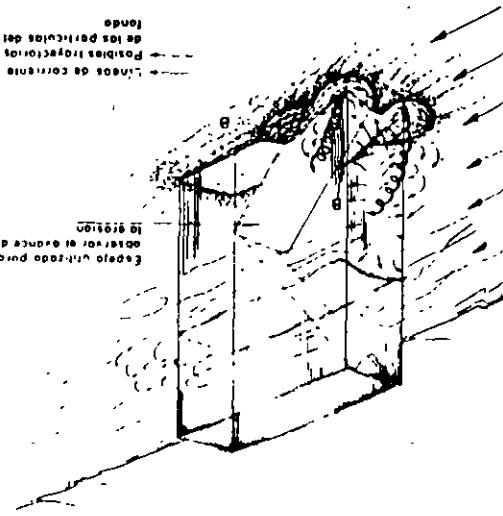
Cuando el fondo es plano  
 y todavía no hay erosión se for-  
 man aguas abajo de la pila dos  
 vórtices simétricos de ondula-  
 nes, los cuales se han esquema-  
 tizado en la figura 3, de la pila  
 circular

El fondo en f corresponde  
 al de reposo del material

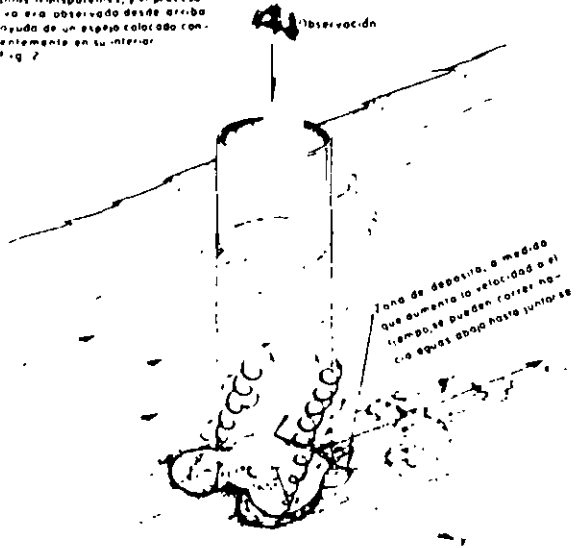
--- Líneas de corriente  
 - - - Posibles trayectorias  
 de las partículas del  
 fondo

En la zona B se juntan  
 los proyectores que vie-  
 nen de direcciones opo-  
 sitas. Los granos ahí  
 depositados perdidos  
 cuando se rebajan hasta C

El fondo inicial de socavación. En una pila rectangular se inicia en las  
 esquinas debido a dos vórtices de eje vertical que ahí se presentan

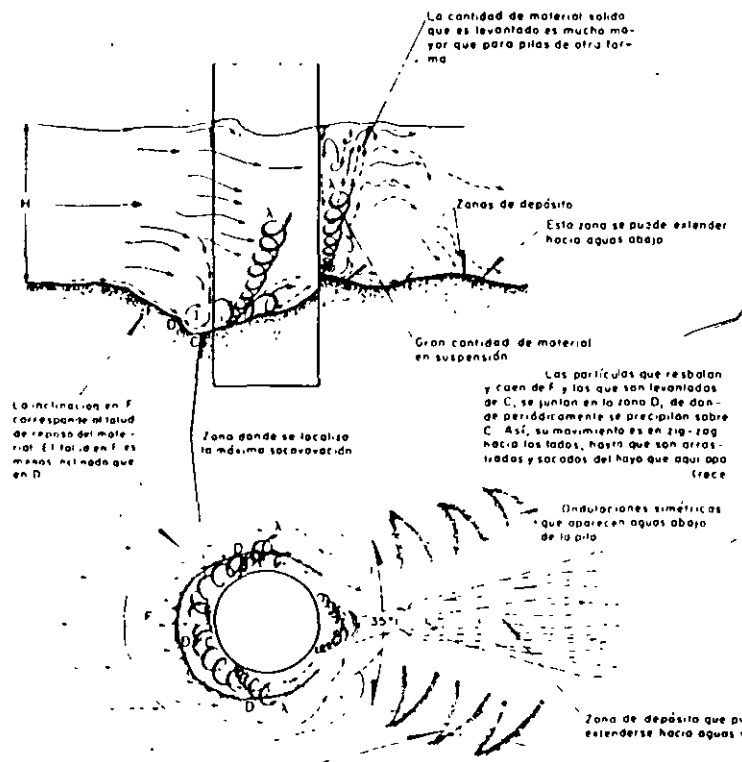


Todos los ensayos se realizaron con pilas transparentes, y el proceso se era observado desde arriba a través de un espejo colocado convenientemente en su interior. Fig. 2



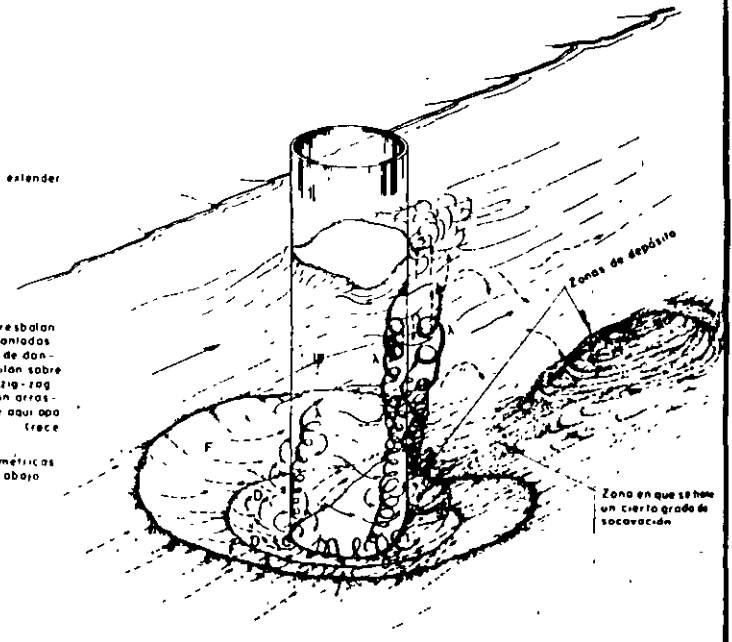
Estado inicial de socavación

Se inicia en dos puntos colocados aproximadamente a  $65^\circ$  de cada lado respecto a la dirección del flujo (veje v). Los vórtices que ahí se presentan, se conservan hasta obtener la erosión máxima.



Estado avanzado de socavación

Cuando todavía no hay arrastre, aguas abajo de la pila se forman dos brazos de rizos, los cuales forman entre ellos un ángulo de  $30$  a  $40^\circ$ . Si la velocidad es muy baja, una vez que se han formado, los dos brazos tienden a ser paralelos.



— Líneas de corriente  
 - - - Posibles trayectorias de las partículas  
 X Vórtices de eje vertical

Fig. 29 Socavación en pilas circulares (Según Maza y Sánchez)

**FORMA DE INICIARSE LA SOCAVACION**

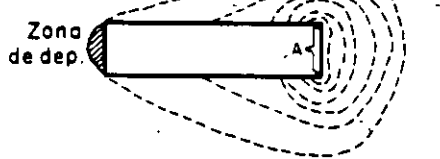
**CONDICION INTERMEDIA**

**CONDICION CERCANA AL MAXIMO**

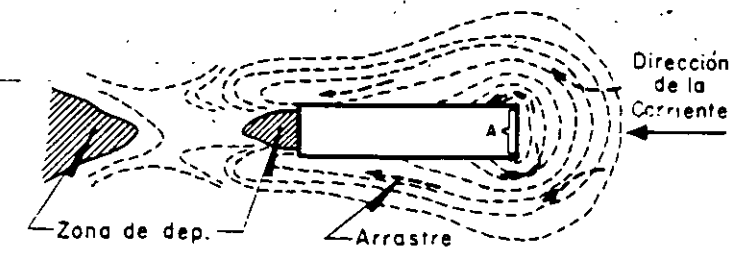
Condición mínima  
La socavación se inicia en las esquinas de la pila de depósito



$V \approx V_c$   
Zona de dep. Zona de depósito

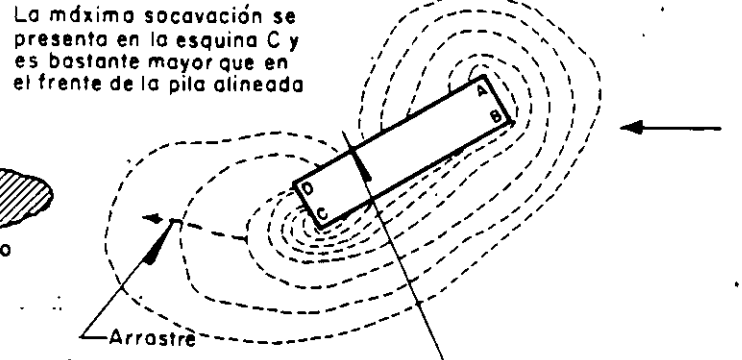
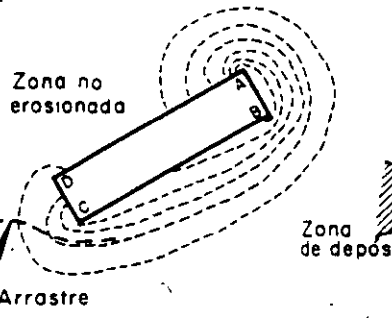


La profundidad de la erosión puede ser igual en los dos casos



para iguales condiciones, la erosión se inicia primero en la pila alineada

La profundidad puede ser menor que para la pila alineada

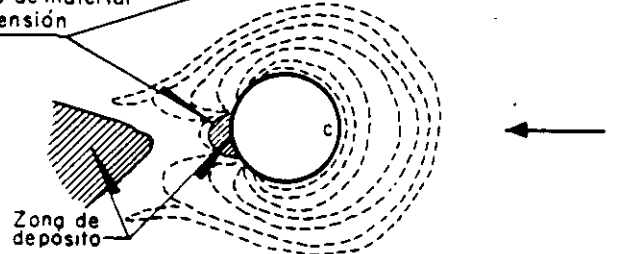
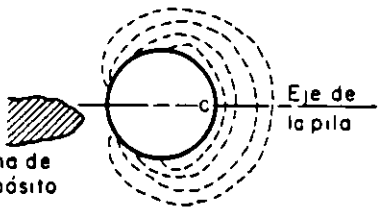
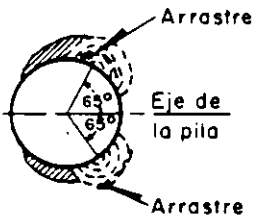


La máxima socavación se presenta en la esquina C y es bastante mayor que en el frente de la pila alineada

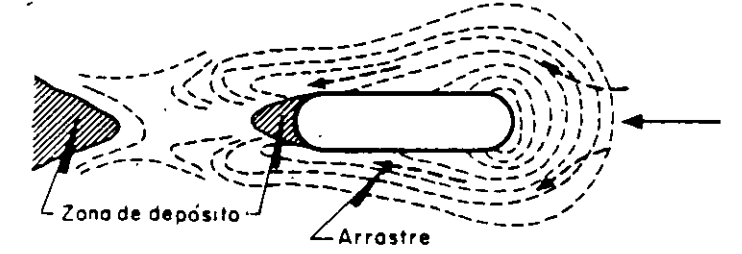
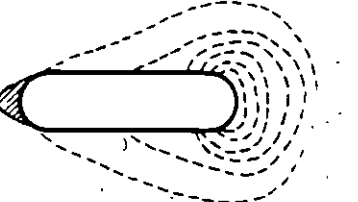
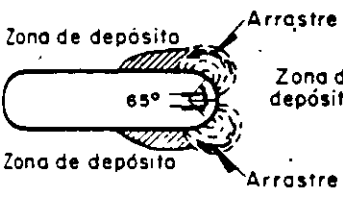
La socavación se inicia en dos zonas a  $\approx 65^\circ$  a cada lado del eje

Se alcanza la misma profundidad en toda la zona entre los  $\approx 65^\circ$  medidos a cada lado del eje

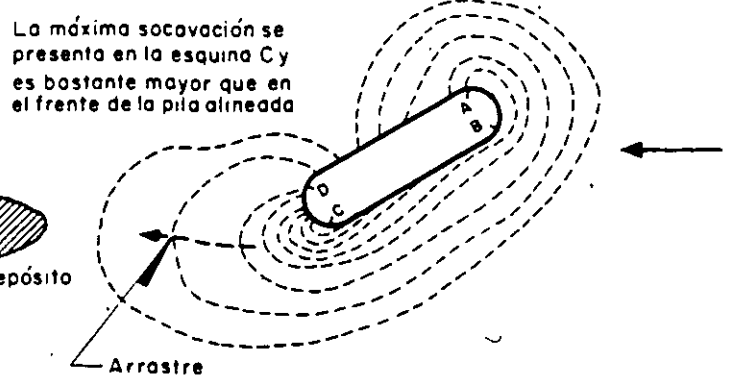
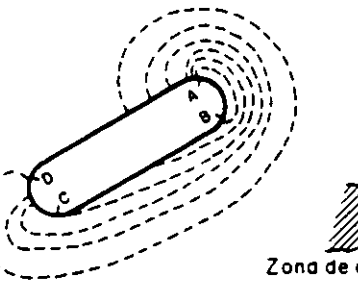
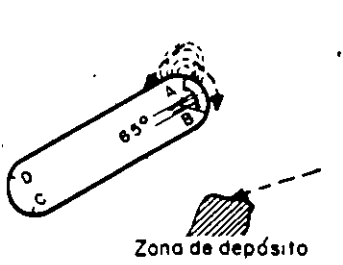
Aquí se presenta una zona, con corrientes ascendentes cargadas de material en suspensión



La socavación se inicia en dos zonas a  $\approx 65^\circ$  a cada lado del eje longitudinal



Se cumple lo anotado para la pila rectangular



La máxima socavación se presenta en la esquina C y es bastante mayor que en el frente de la pila alineada

Fig. 27 Esquemas que muestran diferentes etapas en el proceso erosivo (Según Maza y Sánchez)

# CALCULO DE SOCAVACION GENERAL ④

METODO DE LISCHTVAN-LEBEDIEV

$$\alpha = \frac{Q}{d_m^{5/3} B e \mu} =$$

SUELO COHESIVO

$$d_s = \left( \frac{\alpha d_o^{5/3}}{0.60 \delta_d^{118} \beta} \right)^k = \left( \frac{\alpha d_o^{5/3}}{0.60 \delta_d^{118} \beta} \right)^k = d_o^{5/3} \left( \frac{\alpha}{0.60 \delta_d^{118} \beta} \right)^k$$

SUELO NO COHESIVO

$$d_s = \left( \frac{\alpha d_o^{5/3}}{0.68 D_m^{0.28} \beta} \right)^k = \left( \frac{\alpha d_o^{5/3}}{0.68 D_m^{0.28} \beta} \right)^k = d_o^{5/3} \left( \frac{\alpha}{0.68 D_m^{0.28} \beta} \right)^k$$

**DATOS:**

Q = \_\_\_\_\_ m<sup>3</sup>/s

A = \_\_\_\_\_ m<sup>2</sup>

B = \_\_\_\_\_ m

Be = \_\_\_\_\_ m

$d_m = \frac{A}{B e} =$  \_\_\_\_\_ m

$V = \frac{Q}{A} =$  \_\_\_\_\_ m/s

$\mu =$  \_\_\_\_\_

Tr = \_\_\_\_\_ años

$\beta =$  \_\_\_\_\_

$D_m =$  \_\_\_\_\_ mm

$\delta_d =$  \_\_\_\_\_ ton/m<sup>3</sup>

k = \_\_\_\_\_

L = \_\_\_\_\_ m

TABLA N° 1 VALORES DE $\mu$													
V (m/s)	LONGITUD LIBRE ENTRE DOS PILAS (CLARO), EN m. (L)												
	10	13	16	18	21	25	30	42	52	63	106	124	200
< 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.0	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.5	0.94	0.96	0.97	0.97	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00
2.0	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00
2.5	0.90	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00
3.0	0.89	0.91	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
3.5	0.87	0.90	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
≥ 4.0	0.85	0.89	0.91	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99

TABLA N° 2 VALORES DE $\beta$	
Tr (AÑOS)	$\beta$
1	0.77
2	0.82
5	0.86
10	0.90
20	0.94
50	0.97
100	1.00
500	1.05
1000	1.07

TABLA N° 3 VALORES DE k			
SUELOS COHESIVOS		SUELOS NO COHESIVOS	
$\gamma_d$ (ton/m <sup>3</sup> )	k	$D_m$ (mm)	k
0.80	0.66	0.05	0.70
0.83	0.66	0.15	0.70
0.86	0.67	0.50	0.71
0.88	0.67	1.00	0.71
0.90	0.67	1.50	0.72
0.93	0.68	2.50	0.72
0.96	0.68	4.00	0.73
0.98	0.69	6.00	0.74
1.00	0.69	8.00	0.74
1.04	0.70	10.00	0.75
1.08	0.70	15.00	0.75
1.12	0.71	20.00	0.76
1.16	0.71	25.00	0.76
1.20	0.72	40.00	0.77
1.24	0.72	60.00	0.78
1.28	0.73	90.00	0.78
1.34	0.74	140	0.79
1.40	0.74	190	0.79
1.46	0.75	250	0.80
1.52	0.75	310	0.81
1.58	0.76	370	0.81
1.64	0.76	450	0.83
1.71	0.77	570	0.83
1.80	0.78	750	0.83
1.89	0.78	1000	0.84
2.00	0.79		

TABLA N° 4 RESULTADOS		
$d_o$ (m)	$d_s$ (m)	h (m)

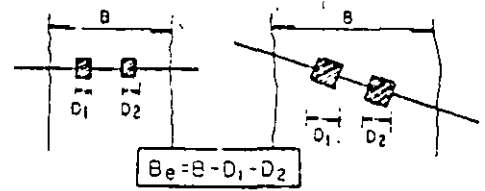
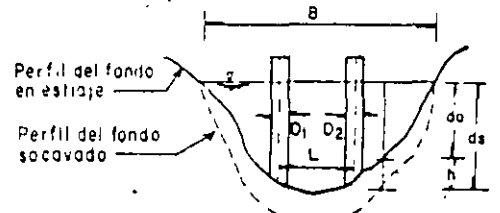


Fig. A Definición del ancho efectivo  $B_e$



### DEFINICION DE VARIABLES

- Q - gasto de diseño
- A - área hidráulica de la sección
- B - ancho de la superficie libre del agua en la sección
- Be - ancho efectivo de la sup libre del agua en la sección =  $B - D_1 - D_2 - \dots - D_n$ , donde  $D_i$  es el ancho del obstáculo i proyectado normal a la dirección del flujo (ver. fig. A)
- $\mu$  - coeficiente de contracción, que toma en cuenta el efecto del estrechamiento producido por pilas (tabla 1)
- $d_m$  - tirante medio de la sección
- V - velocidad media en la sección

Tr - periodo de retorno de la avenida.

$\beta$  - coeficiente, función de Tr (tabla 2)

$D_m$  - diámetro medio del material =  $\frac{1}{100} \sum \Delta P_i D_i$

$\gamma_d$  - peso volumétrico del material seco. (ton/m<sup>3</sup>)

k - coeficiente que depende de  $\gamma_d$  si el suelo es cohesivo, ó de  $D_m$  si no lo es (tabla 3)

$\Delta P_i$  - valor en porcentaje de cada intervalo en que se divide la curva granulométrica, puede ser variable o constante.

$D_i$  - diámetro medio correspondiente a cada intervalo en que se dividió la curva granulométrica

RUCE  
BRAVIAL  
RAMO  
M.  
RIGEN



## COMENTARIOS ACERCA DEL METODO DE LISCHTVAN-LEBEDIEV PARA EL CALCULO DE LA SOCAVACION GENERAL

Leonel GALINDO GONZALEZ  
 Gabriel ATALA BARRERO  
 Arturo M. MONFORTE OCAMPO  
 D. G. S. T. S. C. T.

**RESUMEN** Se resalta la importancia que tiene el cálculo de la socavación en el diseño de la cimentación de puentes. Se comenta el método de Lischtvan-Lebediev para la obtención de la socavación general. Se propone una simplificación del método citado para el caso de suelos cohesivos, cuando el peso volumétrico del material seco,  $\gamma_d$ , varía de 1.2 a 1.6 ton/m<sup>3</sup>, que es el rango más común en la práctica.

### I. INTRODUCCION

Uno de los problemas principales dentro del campo de la Geotecnia aplicada a las Vías Terrestres, es la cimentación de los puentes para cruzar corrientes naturales. En los cálculos para definir la profundidad de desplante de los apoyos de dichas estructuras invariablemente debe incluirse el análisis de la socavación para definir su profundidad total. Se sabe, en base a muchas experiencias, que la mayoría de las fallas de puentes son provocadas por la socavación en la subestructura que ocasiona que ésta quede sin apoyo en alguno de sus elementos, se asiente y provoca el colapso de la obra. Con lo anterior se hace evidente la enorme importancia que tiene el fenómeno de socavación dentro de la Ingeniería de las Vías Terrestres.

Esta contribución se aboca a la socavación general, entendida como la combinación de la socavación natural y la provocada por el estrechamiento de la sección de un cauce, analizando el método de Lischtvan-Lebediev exclusivamente, mismo que en nuestro país tiene gran popularidad al grado de que se puede afirmar que es de utilización generalizada.

Se propone una simplificación de este método para el caso de suelos cohesivos, considerando un rango de valores del peso volumétrico del material seco comprendido entre 1.2 y 1.6 ton/m<sup>3</sup>, rango que es el más común en la práctica.

### II.- METODO DE LISCHTVAN-LEBEDIEV

La socavación general es el descenso que sufre el fondo a lo largo del cauce durante una avenida y se debe a la capacidad de la corriente para transportar en el fondo y en suspensión los sedimentos que constituyen el lecho. Un procedimiento para calcular la socavación general es el de Lischtvan-Lebediev, que consiste en determinar la condición de equilibrio entre la velocidad media real de la corriente,  $V_r$ , y la velocidad requerida para ocasionar el movimiento conocido,  $V_e$ . Esta velocidad se define de dos maneras: para material granular es la mínima que mantiene el movimiento generalizado de partículas del fondo; para material cohesivo, es aquella capaz de levantar y poner en suspensión a las partículas.

En los cauces naturales, la condición de equilibrio  $V_r = V_e$  durante la avenida se produce como sigue:

Un aumento de la velocidad  $V_r$ , incrementa la capacidad de arrastre de la corriente, con lo cual el fondo comienza a degradarse y por consiguiente a descender; esto conduce a un aumento del área hidráulica,  $A$ , de la sección transversal del río o arroyo. Simultáneamente, por la ley de continuidad ( $Q=AV_r$ ), el aumento de  $A$  hace disminuir la velocidad  $V_r$ , hasta que se llega a la condición  $V_r = V_e$ , en la cual cesa la socavación general del cauce.

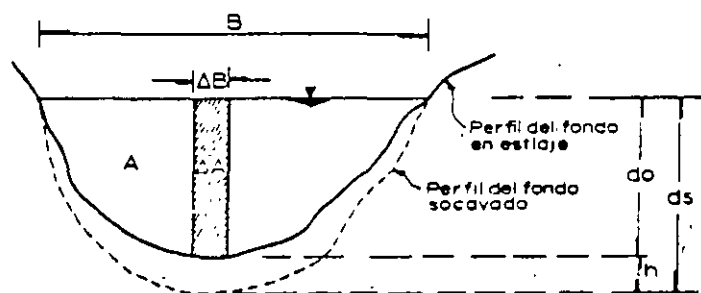


Fig. 1 Variables de la sección transversal que intervienen en las expresiones

Considérese la franja de espesor  $\Delta B$  mostrada en la Fig. 1. Según la ley de continuidad el gasto  $\Delta Q$  vale

$$\Delta Q = V \Delta A = V_d \Delta B \quad (1)$$

siendo  $d_0$  el tirante original de la sección en la franja considerada. La ecuación de Manning expresa que

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2} \quad (2)$$

- donde
- $V$  = velocidad media del flujo en la sección original, en m/s
  - $n$  = coeficiente de rugosidad
  - $R = \frac{A}{P}$  = radio hidráulico de la sección transversal, en m
  - $P$  = perímetro mojado de la sección transversal, en m
  - $S$  = pendiente del gradiente de energía, en decimales

Según la ec. 2, la ec. 1 también puede escribirse - como

$$\Delta Q = \frac{1}{n} S^{1/2} d_o^{5/3} \Delta B = \alpha d_o^{5/3} \Delta B \quad (3)$$

$$\text{donde } \alpha = \frac{1}{n} S^{1/2}$$

El gasto de diseño, Q, puede expresarse en función del tirante medio  $d_m = A/B_e$  como:

$$Q = \frac{\mu}{n} d_m^{5/3} S^{1/2} B_e = \alpha d_m^{5/3} B_e \mu \quad (4)$$

donde  $\mu$  = coeficiente de contracción que considera la separación del flujo debida a la turbulencia cerca de pilas y estribos. Depende de la velocidad media del flujo, V, y de la separación entre pilas.

$B_e$  = Ancho efectivo de la superficie libre - del agua, que es igual al ancho total - menos el ancho de pilas.

Cabe aclarar que el coeficiente de rugosidad n se considera constante para toda la sección. Al despejar  $\alpha$  de la ec. 4 se obtiene

$$\alpha = \frac{Q}{d_m^{5/3} B_e \mu} \quad (5)$$

con lo que se logra expresar  $\alpha$  en función del tirante medio antes de la erosión, del gasto, del ancho efectivo y de la velocidad media considerada en el valor de  $\mu$ .

Por otro lado, cuando se presenta la erosión, se cumple que

$$\Delta Q = V_r \cdot d_s \cdot \Delta B \quad (6)$$

siendo  $d_s$  el tirante de la sección socavada, en la franja considerada (ver fig. 1).

Al igualar las ecs. 3 y 6 (equivale a considerar - que  $\Delta Q$  permanece constante mientras dura el proceso erosivo) y al simplificar, se obtiene que

$$d_s = \frac{\alpha d_o^{5/3}}{V_r} \quad (7)$$

Lischtvan y Lebediev obtuvieron experimentalmente que

$$V_e = 0.68 D_m^{0.28} d_s^x \beta \quad (\text{para material no cohesivo}) \quad (8)$$

$$V_e = 0.60 \delta_d^{1.18} d_s^x \beta \quad (\text{para material cohesivo}) \quad (9)$$

donde  $D_m$  = diámetro medio de las partículas, en mm

$\delta_d$  = peso volumétrico seco del material en ton/m<sup>3</sup>

x = exponente que depende de  $D_m$  en el caso de material granular, y de  $\delta_d$  si se tiene material cohesivo.

$\beta$  = coeficiente que depende del período de retorno de la avenida que se estudie.

Finalmente, al sustituir las ecs. 8 y 9 en la ec. 7, teniendo en cuenta la condición de equilibrio  $V_r = V_e$ , y al despejar  $d_s$  se obtiene, respectivamente, que

$$d_s = \left( \frac{\alpha d_o^{5/3}}{0.68 D_m^{0.28} \beta} \right)^k \quad (\text{para material no cohesivo}) \quad (10)$$

y

$$d_s = \left( \frac{\alpha d_o^{5/3}}{0.60 \delta_d^{1.18} \beta} \right)^k \quad (\text{para material cohesivo}) \quad (11)$$

$$\text{donde } k = \frac{1}{1+x} \quad (12)$$

En la fig. 2 se presenta en forma compacta la serie de expresiones y de tablas necesarias para la aplicación del método,

### III.- COMENTARIOS ACERCA DEL MÉTODO

A. El método de Lischtvan-Lebediev considera las siguientes hipótesis:

- 1.- El gasto por unidad de ancho del cauce es constante durante el proceso erosivo.
- 2.- El tiempo que dura la avenida es suficientemente grande para equilibrar la velocidad de la corriente  $V_r$ , con la velocidad capaz de arrastrar el material del fondo,  $V_e$ .

En cuanto a la primera hipótesis, ésta generalmente se cumple, salvo casos en que en el fondo del cauce exista una zona con un material más resistente a la erosión que en el resto de la sección.

La segunda hipótesis es más factible de cumplirse para el caso de cauces con material no cohesivo, más no así cuando se tiene material arcilloso, el cual requiere de mayor tiempo para ser socavado hasta alcanzar una profundidad de equilibrio.

B. Se puede observar que  $d_s$  es inversamente proporcional a  $[D_m^{0.28}]^{1/(1+x)}$ , es decir,  $d_s \sim 1/D_m^{0.21}$ , lo que significa que  $d_s$  es relativamente poco sensible a la variación del diámetro medio del material del fondo. Así, por ejemplo, si el diámetro de las partículas de un material es 10 veces mayor que el de otro, al primero le corresponderá un valor de  $d_s$  1.5 veces menor que al segundo, siempre que ambos materiales sean erosionables y que se conserven constantes los demás términos. En cambio, para suelos cohesivos,  $d_s \sim 1/\delta_d^{0.98}$  lo que significa, según el método, que el peso volumétrico del material seco influye mayormente en el valor de  $d_s$  que el diámetro medio.



en el caso de material no cohesivo.

- C. Para suelos cohesivos, la fórmula 11 parece ser - muy simplista, ya que considera únicamente la variable  $\delta d$ . La socavación en los suelos cohesivos depende en gran medida de sus propiedades físico-químicas, mismas que son muy complejas y que provocan que su comportamiento sea muy variable.
- D. En casos donde el diámetro de las arenas es muy - pequeño, por ej.  $D_m = 0.05 \text{ mm}$ , al considerar - -  $Q = 4000 \text{ m}^3/\text{s}$ ,  $A = 1000 \text{ m}^2$ ,  $d_0 = d_m = 8 \text{ m}$ , - -  $B = 125 \text{ m}$ , se obtiene que la profundidad de socavación es igual a 20 m. Si la cimentación fuera a base de cilindros de 4.5 m de diámetro, la socavación local resultaría del orden de 7 m; por consiguiente, la socavación total estimada sería de 27 m, con lo cual tendría que recomendarse que los cilindros se desplantasen a una profundidad de - más de 30 m. Sucede algo similar en el caso de materiales cohesivos, como puede verse más adelante, al hacer referencia a la fig. 3. Así, surge - la inquietud de saber si en la realidad se presentaría un descenso del fondo de tal magnitud o si el método de Lischtvan-Lebediev arroja resultados muy conservadores.
- E. Un aspecto que no contempla el método que nos ocupa, en el caso de suelos no cohesivos, es la - compacidad del material expuesto a la corriente, ya que se intuye que cuanto mayor sea el valor de la compacidad, mayor será el tiempo necesario para que se desarrolle la erosión de equilibrio. - Esta interesante cuestión requiere, para ser dilucidada, de trabajos experimentales en laboratorio y en prototipo que permitan determinar relaciones entre compacidad y tiempo necesario para alcanzar la socavación máxima.
- F. El método tampoco contempla el caso de un estrato formado por una mezcla de material cohesivo y no cohesivo. Para esta situación existe la posibilidad de considerar el suelo como puramente cohesivo o sólo friccionante, en función de sus porcentajes. Sin embargo, en el caso de la socavación, no se ha establecido alguna frontera en cuanto a proporciones, que sea del conocimiento de los autores. Además, surgiría la interrogante de saber si los cálculos realizados considerando uno u otro material arrojan resultados escasos o conservadores de la profundidad de socavación. Nuevamente se ve la necesidad de experimentar en laboratorio para observar el comportamiento de los materiales frente al fenómeno de la erosión.
- G. Además de las consideraciones anteriores, existe otra situación que si bien no es inherente al método de Lischtvan-Lebediev, si lo es al resultado final de la profundidad de socavación; consiste en el hecho muy común de que los resultados - del estudio hidrológico no coinciden con los del estudio hidráulico de campo, lo que se debe principalmente a la complejidad del mecanismo de generación de caudales en una cuenca dada y al carácter probabilístico del estudio hidrológico. - Esto finalmente se refleja en la incertidumbre - de la relación obtenida entre gastos máximos y períodos de retorno. Por consiguiente, en mayor o menor grado se incurrirá en resultados inciertos por este concepto al calcular la profundidad de socavación general de diseño.

H. El efecto de las modificaciones futuras en la cuenca es un factor que puede hacer cambiar en forma - importante la relación lluvia - escurrimiento, por ejemplo, los desmontes a gran escala incrementan - los caudales y por ende se genera una socavación de mayor profundidad en el cauce que aquélla que - ocurriría para las condiciones iniciales de la cuenca.

Considerando lo expuesto en los párrafos A a F, puede deducirse que el método es poco confiable, principalmente para suelos cohesivos, por lo que se vislumbra la gran importancia que reviste la realización - de una investigación exhaustiva tanto en campo como en laboratorio, para estar en posibilidades de calibrar el método y así obtener resultados más confiables en el cálculo de la socavación general. No se tiene conocimiento de que en el país se cuente con - algún programa de instrumentación en los cauces de las corrientes naturales.

Además, en los párrafos G y H se mencionan otros factores diferentes a las propiedades de los materiales - terrenos, que hacen aún más incierta la elección de la profundidad de socavación de diseño.

Los comentarios anteriores hicieron considerar a los autores la conveniencia de simplificar el método de Lischtvan-Lebediev para ciertas condiciones, tal como se expone en el siguiente inciso.

IV. SIMPLIFICACION PROPUESTA DEL METODO DE LISCHTVAN-LEBEDIEV PARA EL CASO DE SUELOS COHESIVOS

Considerando que en las corrientes naturales se encuentran materiales cohesivos cuyo peso volumétrico, seco,  $\delta d$ , varía generalmente entre 1.2 y 1.6 ton/m<sup>3</sup>, se realizaron cálculos de socavación para este tipo de materiales considerando una amplia gama de valores de las variables que intervienen en la ec. 11. Los - resultados de estos cálculos se llevaron a gráficas de  $h$  vs  $d_0$  (fig. 3 a 7). Como puede observarse en ellas, es poco importante la diferencia entre las profundidades de socavación general,  $h$ , para el rango ya mencionado de valores de  $\delta d$ ; así, por ejemplo, en la fig. 3 puede verse que para un tirante de 7 m, los resultados obtenidos para los valores máximo y mínimo considerados de  $\delta d$  son, respectivamente,  $h = 21.2 \text{ m}$  y  $h = 23.2 \text{ m}$ ; la diferencia relativa entre ambos valores es de menos del 9 %, lo que es de poca importancia para fines prácticos; para un tirante de 1.0 m, las profundidades correspondientes resultarían de 1.40 y 1.92 m, es decir, se obtiene una diferencia del 27 %, misma que no es significativa dado el orden de magnitud de los resultados (la diferencia absoluta es de 50 cm). Para tirantes intermedios las diferencias entre las profundidades de socavación son también intrascendentes. En las demás gráficas se puede observar que las diferencias resultantes son del mismo tipo. Aun en el caso de la fig. 7, en que los resultados son aparentemente muy distintos para los valores considerados de  $\delta d$ , puede verse que para un tirante de 7 m los valores extremos de la socavación son 6.0 y 7.5 m, es decir, se tiene una diferencia del 20 %, mientras que para un tirante de 1 m - los valores son de 0.10 y 0.40m; en este último caso la diferencia es del 75 % pero pierde importancia al considerar el rango de magnitud de la profundidad de socavación (la diferencia absoluta es de 30 cm). Con - siderando que, de acuerdo con lo mencionado en los párrafos A a F del inciso III, se obtienen resultados poco confiables con el método de Lischtvan-Lebediev

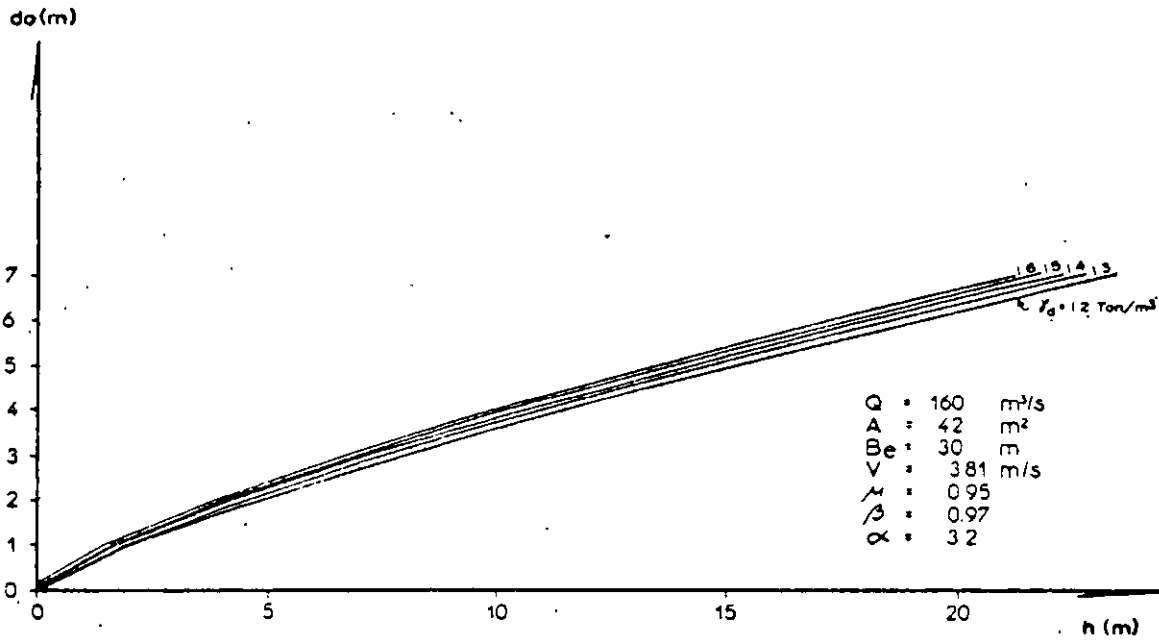


Fig. 3

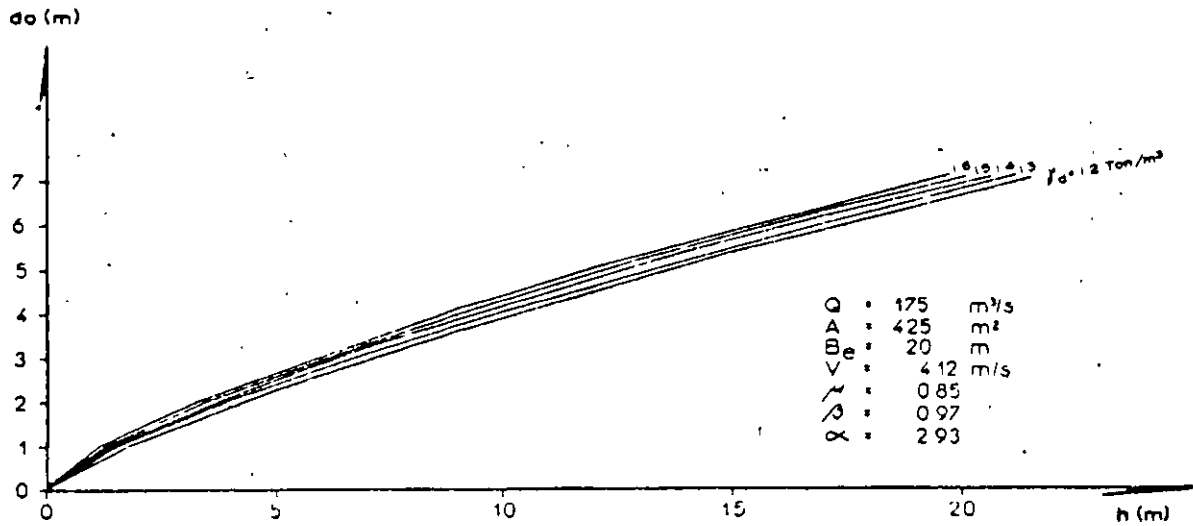


Fig. 4

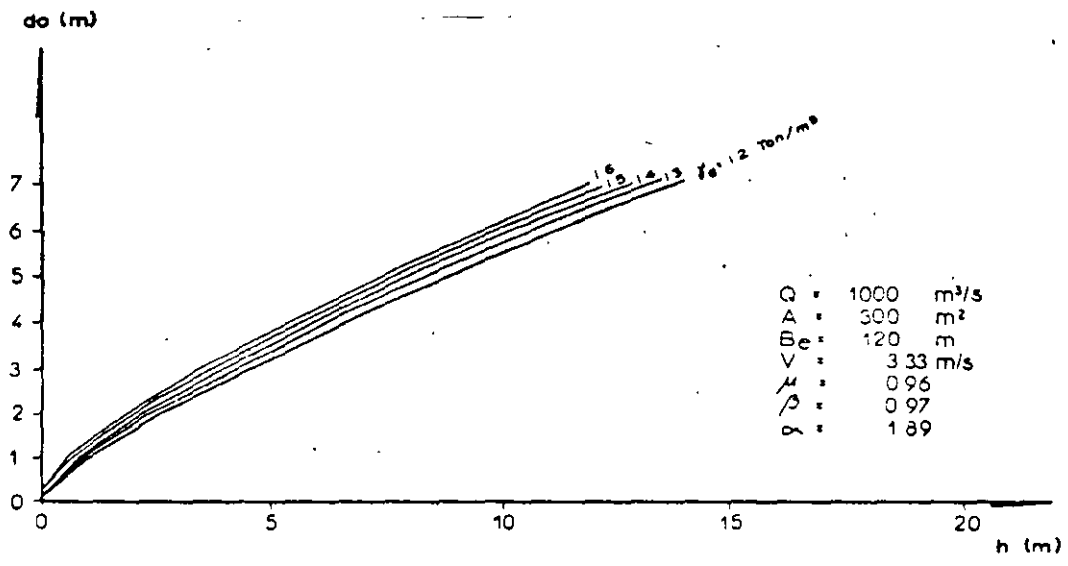


Fig. 5

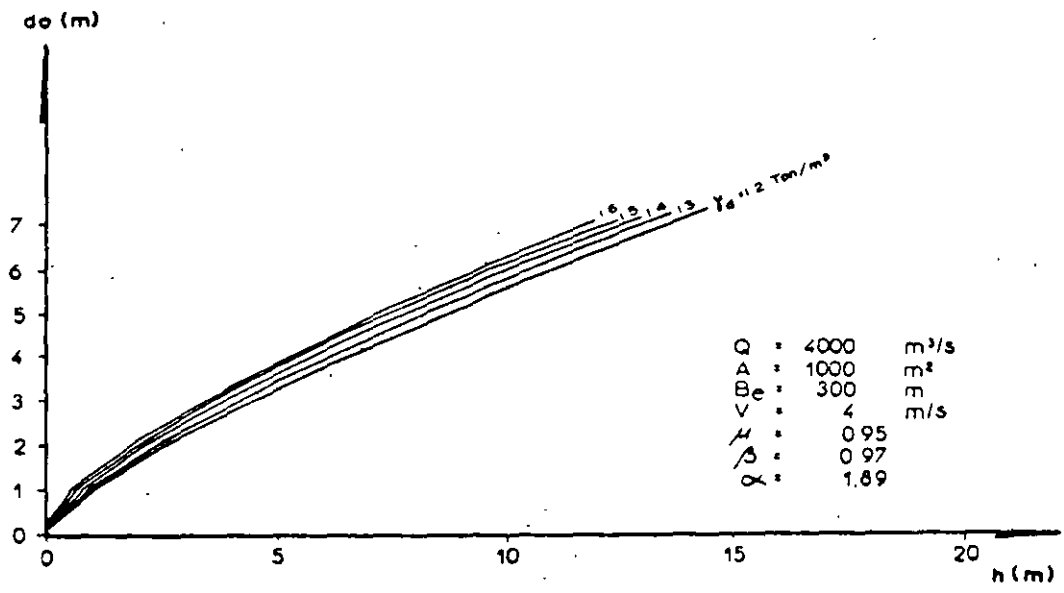


Fig. 6

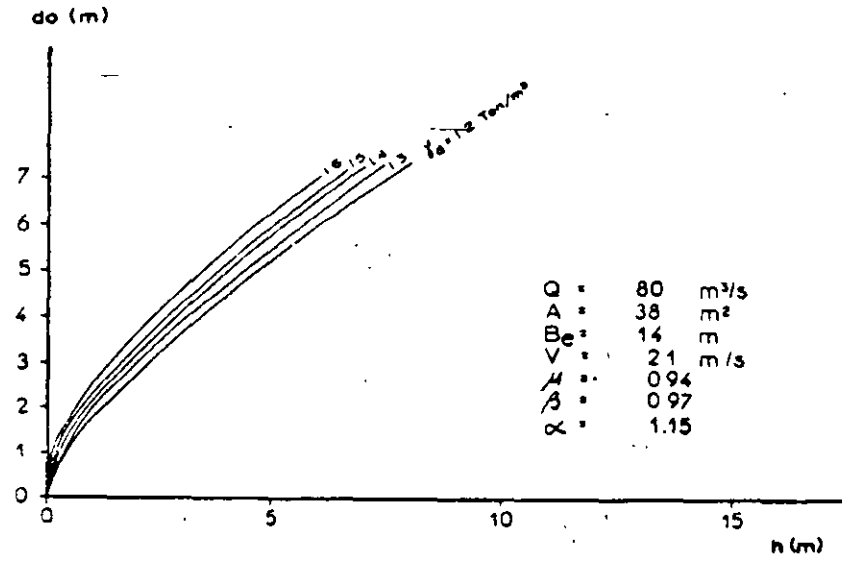


FIG. 7

diev, en especial para suelos cohesivos, y tomando en cuenta los conceptos vertidos en los párrafos G y H, no se ve inconveniente en elegir para el diseño - la socavación más grande obtenida, que corresponde al valor más pequeño considerado del peso volumétrico seco ( $\gamma_d = 1.2 \text{ ton/m}^3$ ). Así, pueden combinarse las ecuaciones 5 y 11 para obtener una expresión para el valor de ds:

tomando en cuenta que  $v = \frac{Q}{A}$  y  $dm = \frac{A}{B_e}$ , la ec. 5 se puede escribir como

$$\alpha = \frac{v}{dm^{2/3} \mu} \quad (13)$$

Al sustituir la ec. 13 en la ec. 11, se obtiene que

$$ds = \left( \frac{v \cdot do^{5/3}}{0.6 \cdot dm^{2/3} \cdot \mu \cdot \gamma_d^{1.18} \cdot \beta^k} \right) \quad (14)$$

En la ec. 14 pueden considerarse algunos coeficientes como constantes de acuerdo con lo siguiente:

1) Coeficiente de contracción  $\mu = 0.93$

La velocidad media de la corriente oscila generalmente entre 1.5 y 3.5 m/s, mientras que la longitud libre entre dos pilas varía comúnmente de 10 a 30 m. El rango correspondiente de valores de  $\mu$  está limitado por  $\mu = 0.87$  y  $\mu = 0.93$ , sin embargo, puesto que para obtener ds,  $\mu$  se eleva a la potencia 0.72 que es el valor de k que corresponde a  $\gamma_d = 1.2 \text{ ton/m}^3$ , resulta que el rango efectivo es de 0.90 a 0.97. Entonces si se adopta un valor constante de  $\mu = 0.93$ , resulta  $\mu^{0.72} = 0.88$ , por lo que se tendría una diferencia máxima de  $\pm 5\%$  en el valor de ds.

11) Coeficiente de frecuencia  $\beta = 0.97$

El período de retorno que se considera en el diseño de puentes varía de 20 a 100 años, por lo que el rango de valores de  $\beta$  sería  $0.94 \leq \beta \leq 1.0$ . Adoptando un valor constante  $\beta = 0.97$ , el e

rror máximo en que se incurriría por esto sería de  $\pm 2\%$ .

iii)  $\gamma_d = 1.2 \text{ ton/m}^3$  y  $k = 0.72$

Estos valores de  $\gamma_d$  y k, como ya se mencionó, conducen a un ds máximo para el rango considerado de  $\gamma_d$ .

Así, sustituyendo  $\mu = 0.93$ ,  $\gamma_d = 1.2 \text{ ton/m}^3$ ,  $\beta = 0.97$  y  $k = 0.72$  en la ec. 14, se tiene finalmente que

$$ds = \frac{v^{0.72} \cdot do^{1.2}}{0.75 \cdot dm^{0.48}} \quad (15)$$

donde ds = tirante después de la socavación = do + h, en m

$v = \frac{Q}{A}$  = velocidad media de la corriente, en m/s

do = tirante antes de la socavación, en m

$dm = \frac{A}{B_e}$  = tirante medio, en m

De esta manera, para valores de  $\gamma_d$  comprendidos entre 1.2 y 1.6  $\text{ton/m}^3$ , se propone utilizar la ec. 15. Para valores de  $\gamma_d$  fuera del rango considerado, deberá aplicarse el método tradicional.

V. CONCLUSIONES

Como se menciona en el inciso I, en este trabajo se comenta el método de Lischovan-Lebediev para el cálculo de la socavación general, por ser éste el que comúnmente se utiliza en nuestro país. En base a dichos comentarios puede concluirse que se requiere de un extenso trabajo de investigación en modelo y prototipo para tener un mejor conocimiento del grado de influencia que en el fenómeno de la socavación general tiene la compacidad del material, la mezcla de suelos cohesivos y no cohesivos, y las propiedades físico-

químicas de las arcillas.

Se considera importante mencionar en este inciso que el cálculo de la socavación general (existen otros métodos además del que nos ocupa, ver ref. 2) aún es muy incierto, no así el de la socavación local en pilas de puentes (ref. 1 y 5).

Se juzga que para fines prácticos puede adoptarse la expresión simplificada (ec. 15) presentada en el inciso IV, por ser relativamente poco confiables los resultados obtenidos con el método que nos ocupa para el caso de suelos cohesivos principalmente, y por existir incertidumbres adicionales no inherentes al método en cuestión, mas sí a la socavación general. Además, de acuerdo con las figuras 3 a 7, la simplificación conduce a resultados razonablemente conservadores para el rango considerado de valores del peso volumétrico seco.

B I B L I O G R A F I A

1. MAZA A. J. A., Socavación en cauces naturales, Series Instituto de Ingeniería (No. 177), UNAM, México, 1968
2. NEILL C. R., Guide to bridge hydraulics. Univ. of Toronto, 1973.
3. COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD, Hidrotecnia, Hidráulica Fluvial, México, 1981.
4. WILSON E. M., Engineering Hydrology, Ed. MacMillan, EUA, 1972.
5. MONFORTE O. A., Socavación local en pilas. Dirección General de Servicios Técnicos, SAHOP, México, 1980.



También son pocos los investigadores que han estudiado la relación entre las configuraciones del lecho y la socavación. Melville (ref 88) estudió la socavación local en pilas de sección circular. Para ello, interpretó datos suyos y de otros autores en gráficas  $\frac{d_s}{D}$  contra  $\frac{U}{U_c}$  para distintos valores de  $\frac{d}{D}$ , siendo  $d_s$  el tirante de flujo más la socavación local,  $D$  el diámetro de la pila,  $U$  la velocidad media del flujo,  $U_c$  la velocidad correspondiente al movimiento incipiente de partículas, y  $d$  el tirante del flujo (fig 5.5). En dichas gráficas observó que, independientemente de los valores de  $\frac{d}{D}$ , los datos correspondientes a  $D_{50} < 0.7$  mm siempre según una tendencia distinta a la de datos en que  $D_{50} > 0.7$  mm. Así, identificó dos grupos de datos a los cuales ajustó sendas curvas con dos máximos cada una. El primer máximo ocurre en la condición de movimiento incipiente de partículas y el segundo máximo en la condición de fondo plano con transporte de sedimentos. Melville argumentó que el ajuste de los datos a dos curvas tenía que ver con el comportamiento de las arenas en que se forman rizo, pues  $D_{50} = 0.7$  mm es el límite superior para que tales configuraciones puedan desarrollarse. Posteriormente, con el fin de eliminar de las gráficas al parámetro  $\frac{d}{D}$ , dibujó las curvas de mejor ajuste a las familias de curvas  $D_{50} < 0.7$  mm y  $D_{50} > 0.7$  mm, y creó así el diagrama de la fig 5.6. El proceso de socavación local en pilas, de acuerdo con la forma del fondo, lo explicó como sigue:

Cada vez que la cresta de un rizo o una duna pasa a través de la poza de socavación, varía la cantidad de sedimentos que ingresa a ella, con fluctuaciones que dependen de la longitud de las configuraciones. Cuando éstas son muy cortas, las avalanchas de sedimentos hacia la poza son muy frecuentes y no permiten la salida de todas las partículas que llegan a ella; en tales casos se producen valores mínimos de  $d_s$ . Cuando las dunas se abaten (lavado de dunas), aumentan en longitud, y la frecuencia de avalanchas de sedimentos hacia la poza de socavación disminuye. En la condición de fondo plano con transporte de sedimentos desaparecen las avalanchas, dejan de ingresar partículas a la poza de socavación, y se presentan valores máximos de  $d_s$ . En el régimen de antidunas se vuelven a producir avalanchas de sedimentos en la poza de socavación y se reducen los valores de  $d_s$ . La conclusión a que llegó Melville fue que el valor máximo de la relación  $d_s/D$  es de 2.5 para casos en que el tamaño de partículas es  $D_{50} > 0.7$  mm, y de 2.2 cuando  $D_{50} < 0.7$  mm, fig 5.6. Melville no analizó el efecto de la granulometría de las arenas; sin embargo, argumentó que es de esperarse una reducción de  $d_s$  cuando se presenta acorazamiento de partículas en el fondo.

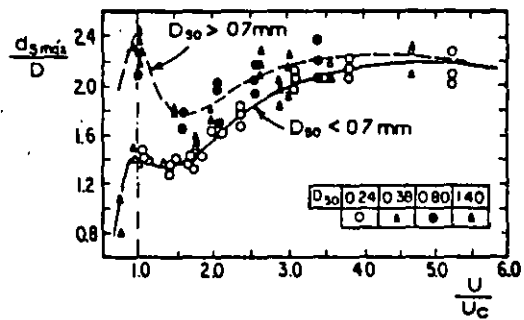
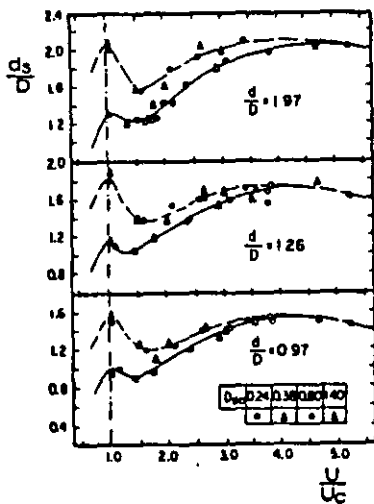


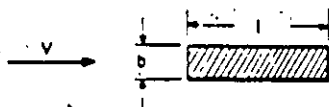
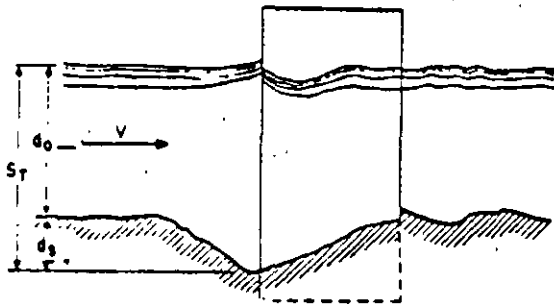
Fig 5.6. Relación de  $U/U_c$  contra  $d_s \text{ máx} / D$ , según Melville<sup>C</sup> (1984).

Fig 5.5. Relación de  $U/U_c$  contra  $d/d_s$  para distintos valores de  $d/D$ , según Melville (1984).

$d_s =$  tirante o grado de la pila, en un fondo alterado.

14/19

PILA RECTANGULAR



a) Si la pila está alineada con el flujo:

$$b_1 = b$$

$$l_c = l$$



b) Si la pila forma un ángulo  $\phi$  cualquiera con la corriente, los parámetros son:

$$\frac{d_0}{b_1} \cdot F = f_c \frac{v^2}{g d_0} \quad \frac{ST}{b_1}$$



en que:  $b_1$  es la proyección de la pila sobre un plano perpendicular al flujo

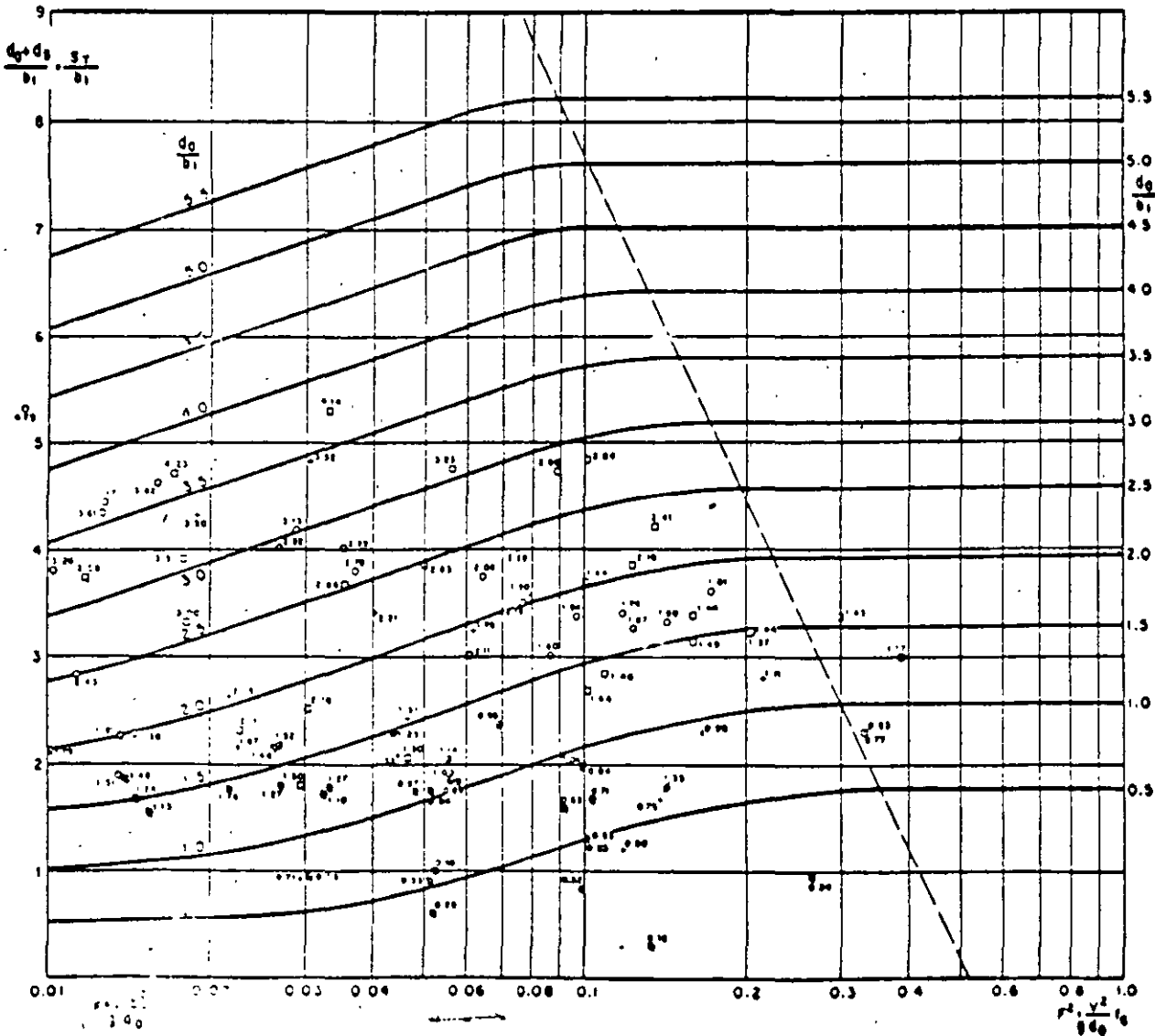
El coeficiente  $f_c$  es variable y depende del ángulo de incidencia

$\phi$	0°	15°	30°	45°
$f_c$	1	1.25	1.4	1.45

SÍMBOLOS

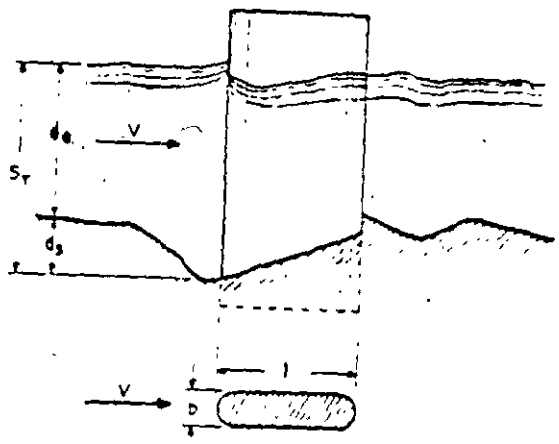
- Arena negra, diám. = 0.17mm    •
- Arena parda, diám. = 0.56mm    ◊
- Arena roja, diám. = 1.30mm    ◦
- Ángulo de incidencia  $\phi = 15^\circ$     /
- Ángulo de incidencia  $\phi = 30^\circ$     \

Si la pila está en ángulo ( $\phi > 0$ ) y  $F^2 = \frac{v^2}{g d_0} < 0.06$ , se considera  $f_c = 1$   
 Si  $F^2 > 0.06$ , se multiplica por el  $f_c$  correspondiente y con  $F^2 f_c$  se entra a la gráfica.

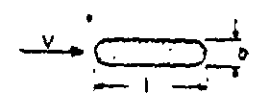


37

PILA REDONDEADA

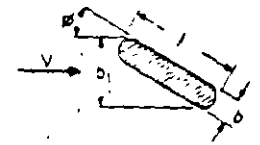


a) Si la pila está alineada con el flujo



$b_1 = b$   
 $f_c = 1$

b) Si la pila forma un ángulo  $\phi$  cualquiera con la corriente, los parámetros son



$\frac{d_0}{b_1} \cdot F = f_c \frac{V^2}{g d_0} \cdot \frac{S_T}{b_1}$

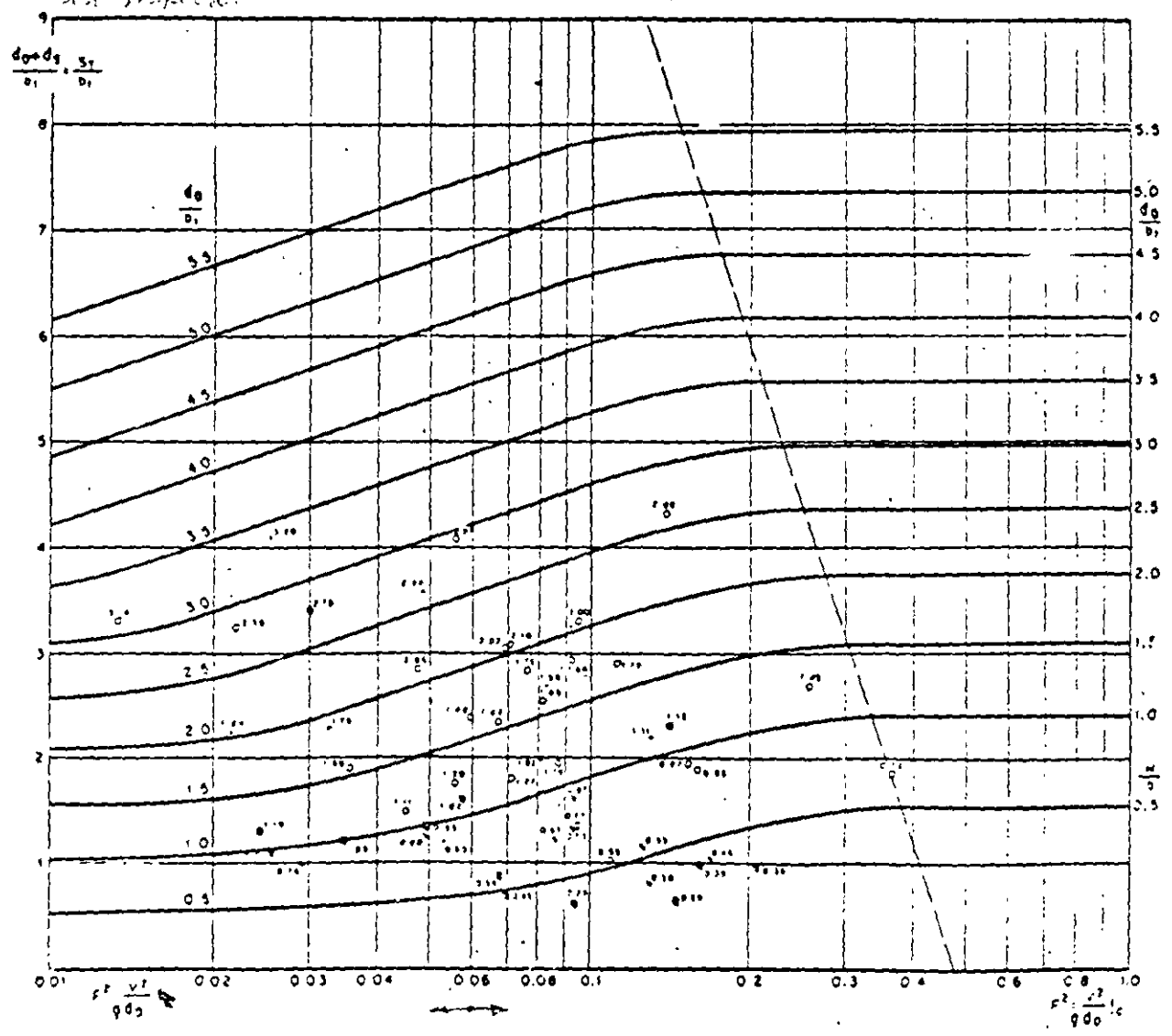
en que:  
b, es la proyección de la pila sobre un plano perpendicular al flujo  
El coeficiente  $f_c$  es variable y depende del ángulo de incidencia

$\phi$	0°	15°	30°	45°
$f_c$	1	1.25	1.4	1.45

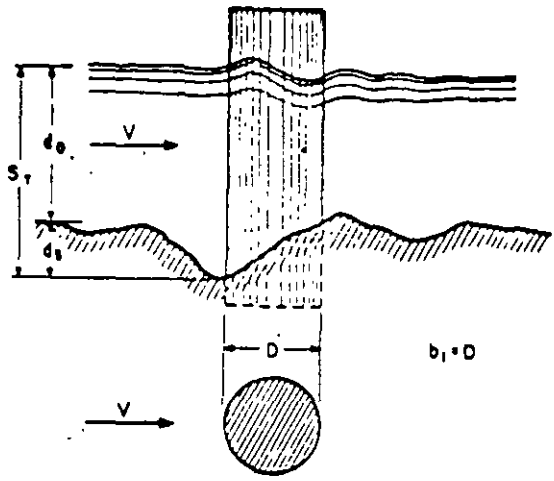
SIMBOLOS

- Arena negra, diam = 0.17 mm    \*
- Arena parda, diam = 0.36 mm    o
- Arena rosa, diam = 1.30 mm    a
- Ángulo de incidencia  $\phi = 15^\circ$     /
- Ángulo de incidencia  $\phi = 30^\circ$     \

Si la pila está alineada ( $\phi = 0$ ) y  $F^2 = \frac{V^2}{gd_0} < 0.06$ , se considera  $f_c = 1$   
Si  $F^2 > 0.06$  se multiplica por el  $f_c$  correspondiente y con  $F^2 f_c$  se entra a la gráfica.



PILA CIRCULAR



SIMBOLOS  
 Arena negra, diám. = 0.17mm    •  
 Arena parda, diám. = 0.56mm    ◦  
 Arena rosa, diám. = 1.30mm    ◑

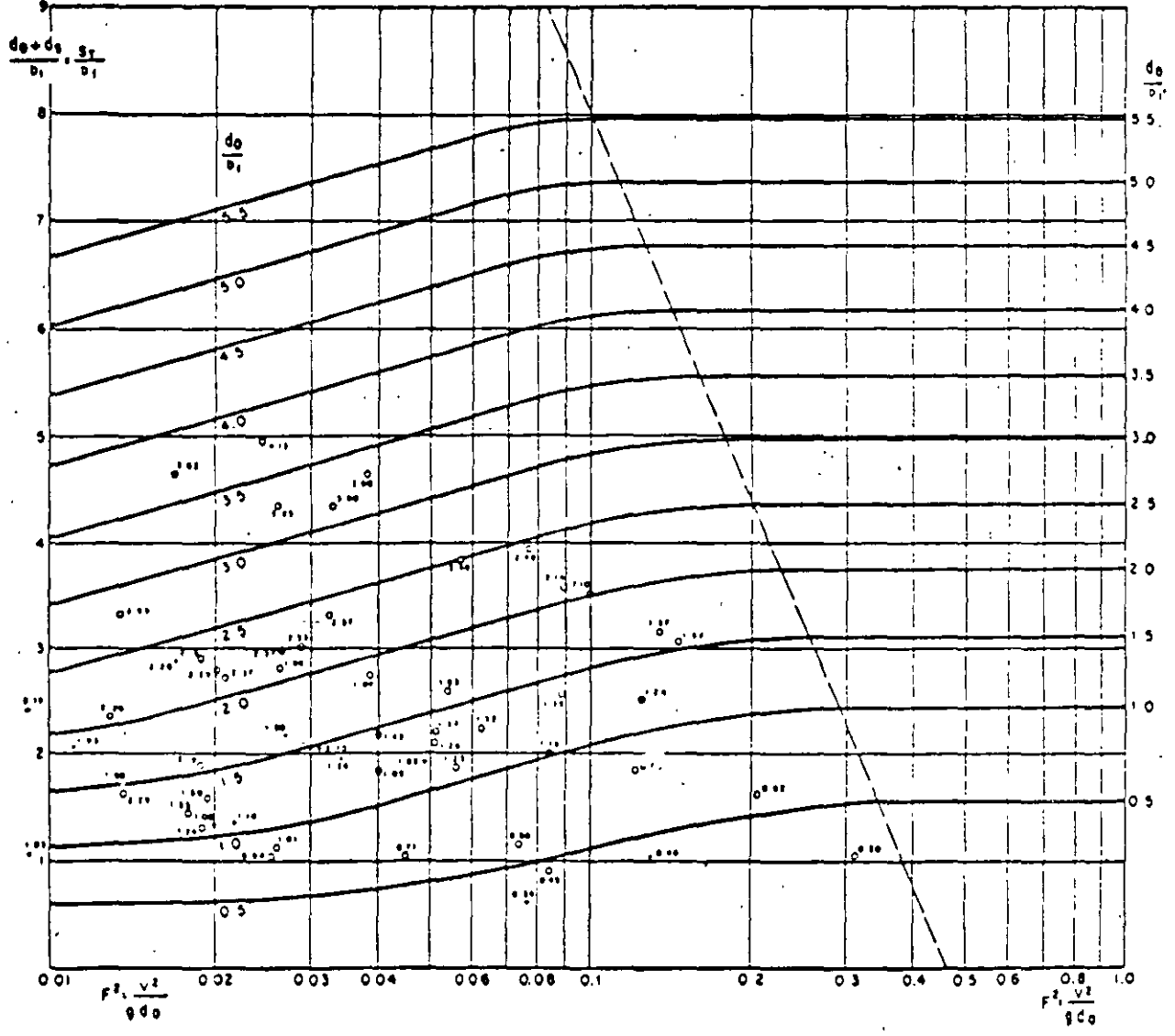


Fig 6

# Mét. de Yaroslavtziev.

Se obtuvo a partir de la observación directa de varios puentes de la URSS:

Aplicable para suelos granulares.

$$d_s = K_f K_v (C + K_H) \frac{V^2}{g} - 30 D_{85}$$

donde:

$K_f$  - coef. que depende del tipo de pila (figs 11a, 11b y 11c)

$K_v$  - coef. definido por la expresión:

$$K_v = -0.28 \left( \frac{V^2}{g b_1} \right)^{1/3} \quad (\text{fig 12})$$

$b_1$  - ancho expuesto de la pila (m) (figs 11a, 11b y 11c)

$V$  - velocidad media de la corriente aguas arriba de la pila, después de producirse la socavación general. (m/s)

$g$  - aceleración de la gravedad (m/s<sup>2</sup>)

$K_H$  - coef. definido por la expresión:

$$K_H = 0.17 - 0.35 \frac{H}{b_1} \quad (\text{fig 13}).$$

$H$  - tirante de la corriente frente a la pila (m). Debe considerarse el tirante para la avenida de diseño considerando el lecho de estiaje, do, más la socavación general.

$C$  - coef. de corrección que depende del sitio donde estén colocadas las pilas.

$C = 0.6$  para pilas en el cauce principal

$C = 1.0$  para pilas fuera del cauce principal.

$D_{85}$  - diámetro tal que el 85% del material del fondo es menor (m). Yaroslavtziev recomienda que cuando este valor sea menor de 0.5 cm se desprece el el segundo término del segundo miembro de la ecuación.

El método es aplicable siempre y cuando  $d_0/b_1 > 2.0$

En lo que sigue, denominaremos a las pilas de acuerdo con su forma como sigue:

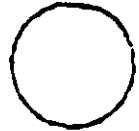
Pila de nariz triangular



Pila de nariz redondeada (semicircular)



Pila circular



Pila rectangular



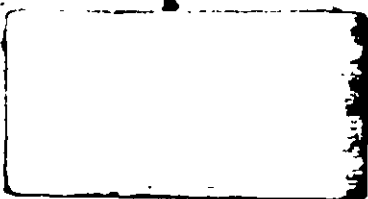
Pila rectangular achaflanada



Pila elíptica



Pila lenticular

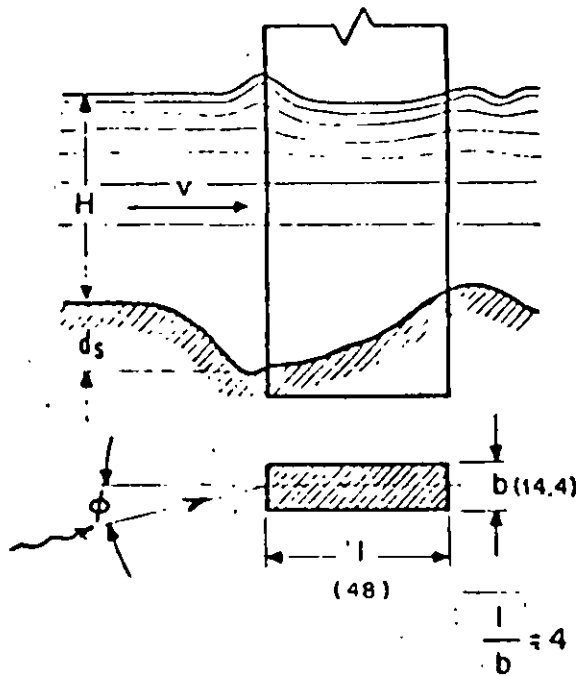


METODO DE YAROSLAVTZIEV  
 EXPRESION GENERAL  $\frac{S}{a} = K_f K_v (e + K_H) \frac{v^2}{g} - 30 d_{85}$

PILA TIPO I

$K_f = 12.4$

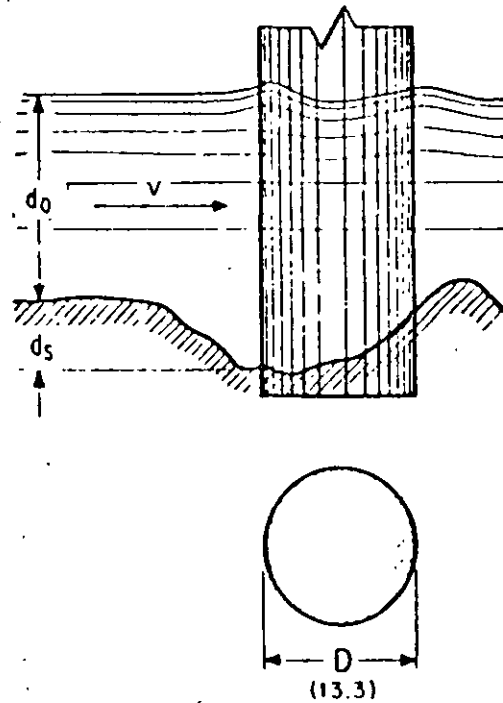
$b_1 = l \sin \phi + b \cos \phi$



PILA TIPO II

$K_f = 10.0$

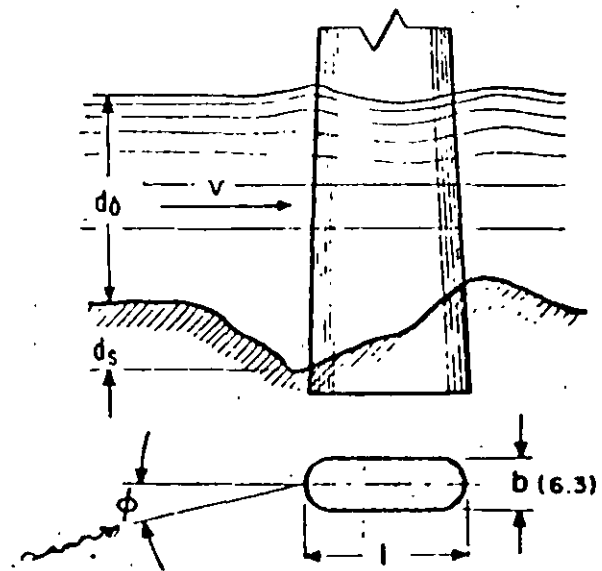
$b_1 = D$



PILA TIPO III

$\phi$	0°	10°	20°	30°	40°
$K_f$	8.5	8.7	9.0	10.3	11.3

$b_1 = (l - b) \sin \phi + b$



46

Fig. II a Valores de  $K_f$  y  $b_1$  para diferentes pilas y distintos ángulos de incidencia

FORMA Y DIMENSIONES DE PILAS ESTUDIADAS

Las cantidades entre paréntesis están en cm y corresponden a las dimensiones de las pilas probadas



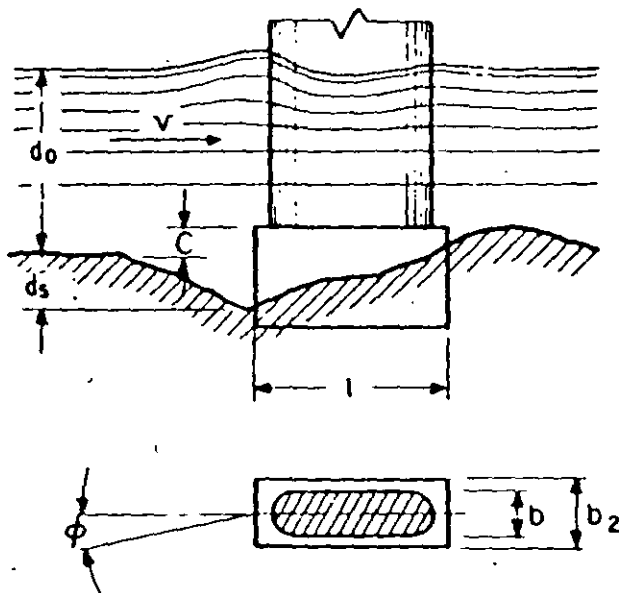
PILA TIPO IV

$\phi$	COEFICIENTE $K_f$					
	$C/d_0$					
	0	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0
0	8.5	9.9	11.5	12.1	12.4	12.4
10	8.7	10.1	11.6	12.1	12.4	12.4
20	9.0	10.3	11.7	12.4	12.4	12.4
30	10.3	11.3	12.1	12.4	12.4	12.4
40	11.3	12.0	12.4	12.4	12.4	12.4

$b_1 = (1 - b_0) \sin \phi + b_0$  para  $C/d_0 \leq 0.3$

$b_1 = 1 \sin \phi + b_0 \cos \phi$  para  $C/d_0 > 0.3$

en donde  $b_0 = b + (b_2 - b) C/d_0$



METODO DE YAROSLAVTZIEV

EXPRESION GENERAL  $S_0 = K_f K_v (e + K_H) \frac{v^2}{g} - 30 d_{85}$

PILA TIPO V

Coeficiente  $K_f = 12.4$

$b_1 = 1 \sin \phi + b_0 \cos \phi$

en donde  $b_0 = b + (b_2 - b) C/d_0$

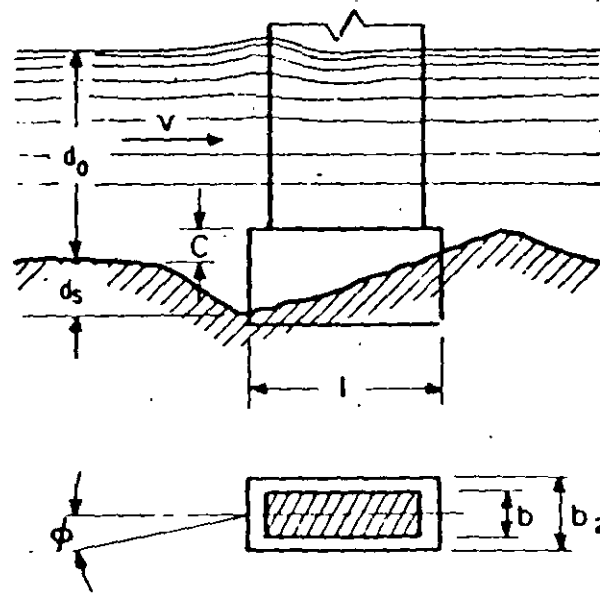


Fig. 11b Valores de  $K_f$  y  $b_1$

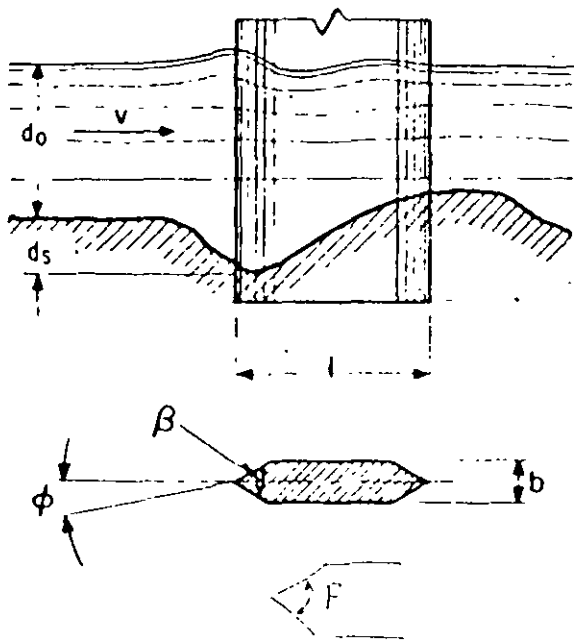
### METODO DE YAROSLAVTZIEV

EXPRESION GENERAL  $S_o = K_f K_v (e + K_H) \frac{v^2}{g} - 30 d_{85}$

PILA TIPO VI

$\beta^\circ$	120	90	60
$K_f$	12.2	10.0	7.3

$$b_1 = (1 - b) \operatorname{sen} \phi + b$$



PILA TIPO VII

$\phi$	COEFICIENTE $K_f$				
	1/b				
	0	2	4	8	12
0	8.5	7.5	6.76	5.98	5.4
10	8.7	7.7	6.80	6.10	5.5
20	9.0	7.8	7.10	6.20	5.6
30	10.3	8.6	7.50	6.30	5.7
40	11.2	9.2	7.90	6.70	5.9

$$b_1 = (1 - b) \operatorname{sen} \phi + b$$

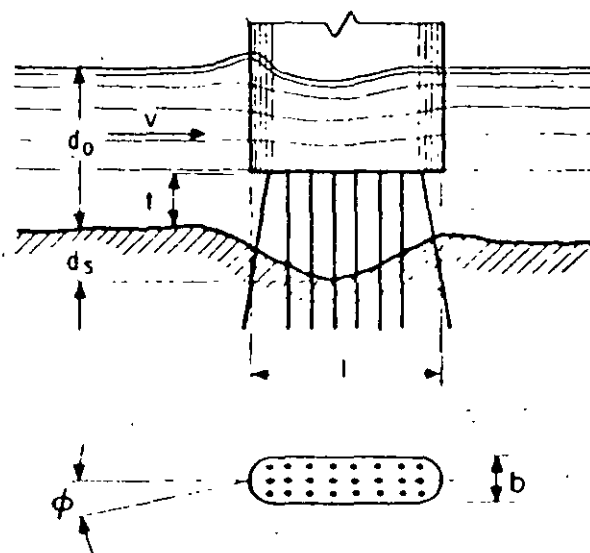


Fig. 23c Valores de  $K_f$  y  $b_1$

METODO DE YAROSLAVTZIEV

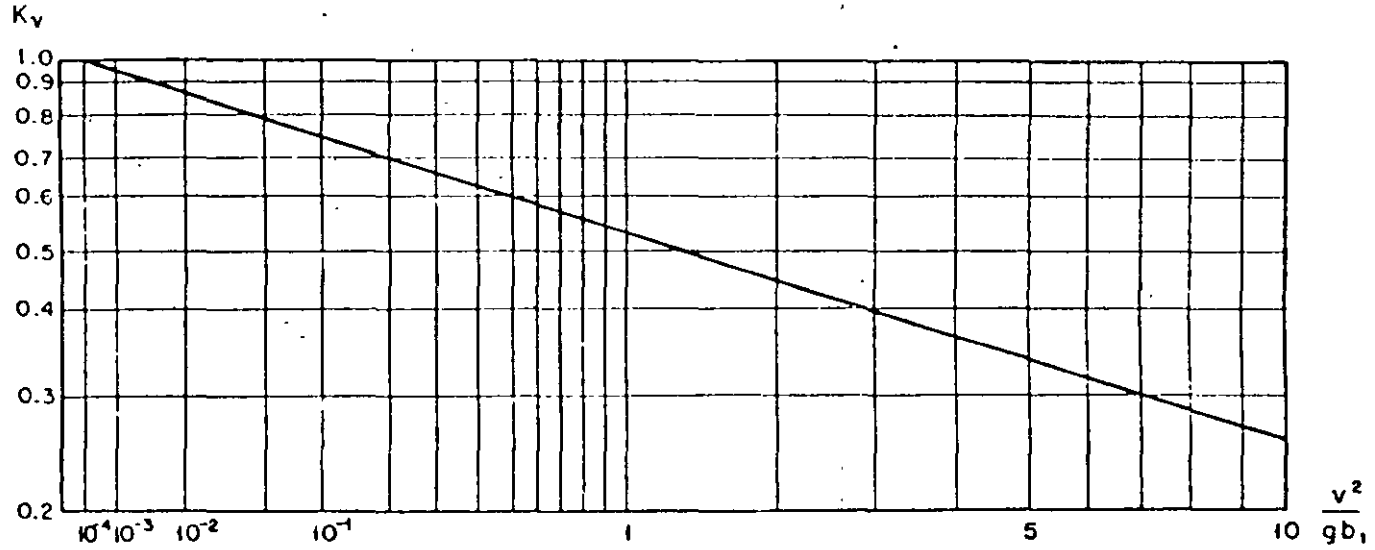


Fig. 12 Coeficiente  $K_v$

METODO DE YAROSLAVTZIEV

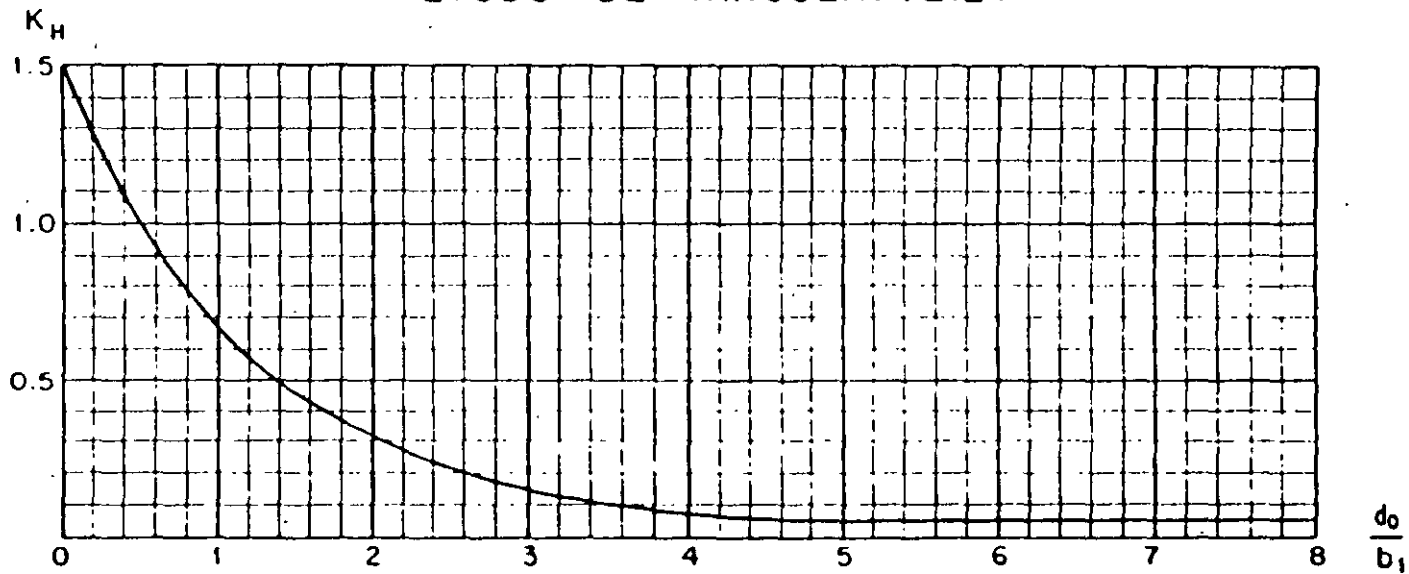


Fig. 13 Coeficiente  $K_h$

METODO DE ARTAMONOV. SOCAVACION LOCAL EN ESTRIBOS Y (24)  
ESPIGONES.

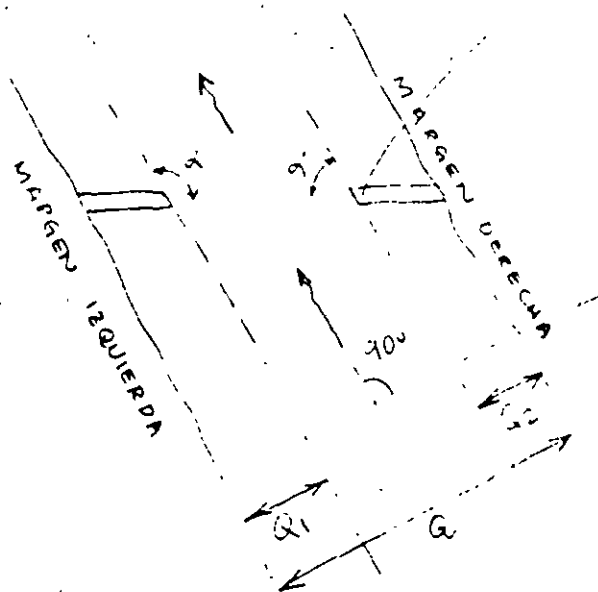
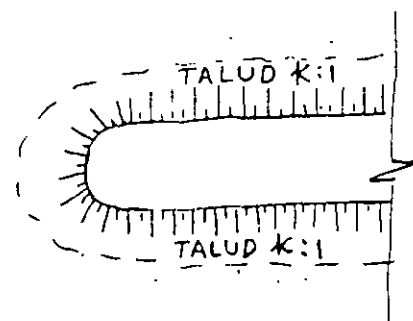
$\alpha$	30°	60°	90°	120°	150°
$P_\alpha$	0.84	0.94	1.00	1.07	1.19

$Q_1/Q$	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8
$P_q$	2.00	2.65	3.22	3.45	3.67	3.87	4.06	4.20

$k$	0	0.25:1	1:1	1.5:1	2:1	3:1
$P_k$	1.00	0.91	0.85	0.83	0.60	0.50

$$S_T = P_\alpha P_q P_k d_0$$

ECUACION DE ARTAMONOV



$Q_1$  - GASTO QUE TEORICAMENTE PODRIA PASAR POR EL LUGAR OCUPADO POR EL TERRAPLEN DE ACCESO (O EL ESPIGON) DE LA MARGEN IZQUIERDA SI ESTE NO EXISTIERA.

$Q$  - GASTO TOTAL

$\alpha$  - ANGULO QUE FORMA EL EJE DEL TERRAPLEN DE ACCESO (O EL ESPIGON) CON LA CORRIENTE

$d_0$  - TIRANTE INICIAL AGUAS ARRIBA DEL ESTRIBO (O ESPIGON), EN UNA ZONA DONDE NO HAY SOCAVACION

$S_T$  - TIRANTE DESDE LA SUPERFICIE DEL AGUA HASTA EL FONDO SOCAVADO

PARA ESPIGONES,  $S_{TE} = 0.75 S_T$ , SIENDO  $S_{TE}$  LA SOCAVACION LOCAL EN ESPIGONES.

## 11.8 OBRAS DE DEFENSA

### 11.8.1 OBRAS DE DEFENSA EN MARGENES DE LOS RÍOS

Para evitar totalmente o reducir la erosión lateral que se presenta en las márgenes de los ríos, y con mayor frecuencia en las orillas exteriores de las curvas, se utilizan espigones, muros y diques longitudinales.

Algunas diferencias entre estos tipos de obras consisten en que los muros longitudinales evitan por completo los corrimientos laterales de las márgenes, tanto en tramos rectos como en las curvas más forzadas, o sea fijan completamente las márgenes, mientras que los espigones permiten que la orilla entre ellos pueda ser ligeramente erosionada inmediatamente después de su construcción. Por otra parte, los muros longitudinales son más costosos y requieren mayor cuidado en su proyecto y construcción. Además cuando falla una parte de un muro longitudinal puede extenderse esa falla y destruirse toda la obra, sobre todo si la avenida tiene varios días de duración. En cambio, los espigones permiten que la obra en su conjunto continúe trabajando aunque uno o dos de los espigones hayan sido socavados en sus extremos o destruidos y separados de la margen. Por último, el costo de su mantenimiento disminuye con el tiempo.

Las principales desventajas de los espigones consiste en que disminuyen el área hidráulica y aumentan la rugosidad de las orillas. Por otra parte, no se pueden utilizar en curvas con radio de curvatura muy reducido.

#### 11.8.1.1 Espigones

Son estructuras en forma de diques o pantallas interpuestas a la corriente y empotradas en uno de sus extremos a la orilla. Sirven para alejar las líneas de corriente de la orilla con lo cual las partículas de la misma no pueden ser erosionadas.

Los puntos más importantes a tomar en cuenta al diseñar una protección a base de espigones son:

a. Localización en planta

Al proyectar una obra de defensa, ya sea respetando la orilla actual, o bien en una nueva margen (al hacer una rectificación), se requiere trazar en plan ta el eje del río y en las orillas delinear una frontera, generalmente para- lela a dicho eje, a la cual llegarán los extremos de los espigones, ver fig I.29.

La longitud de cada espigón estará dada por la distancia de la orilla real a esa línea.

La separación entre las nuevas orillas, es decir, el ancho, B, estará dado por el estudio de estabilidad de la corriente que se haya hecho, el cual tomará en cuenta si el tramo será navegable, el cambio de pendiente si se rectificó el río, etc.

Cuando se trata de una rectificación en cauces formados por arenas y limos, conviene dentro de lo posible que los radios de las curvas, medidos hasta el eje del río, tengan la longitud r siguiente

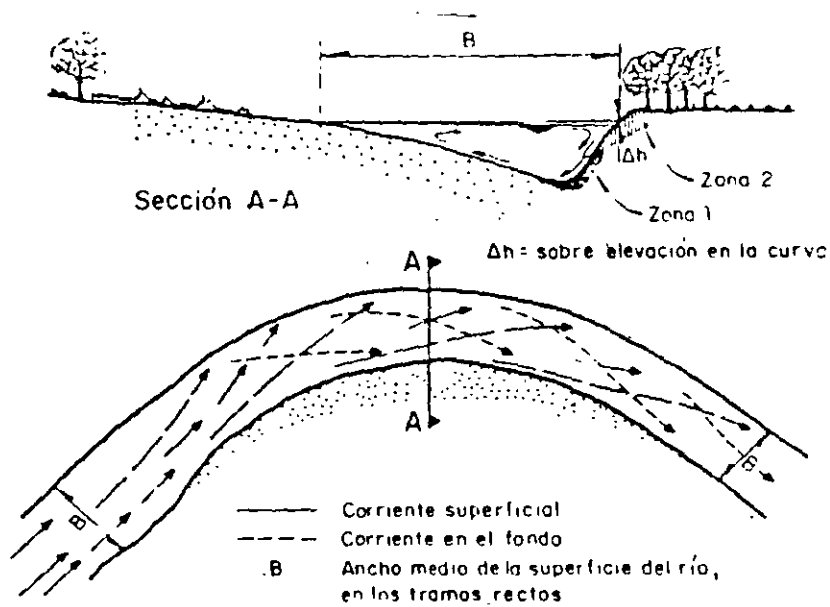
$$2.5 B \leq r \leq 8 B \tag{I.125}$$

Donde

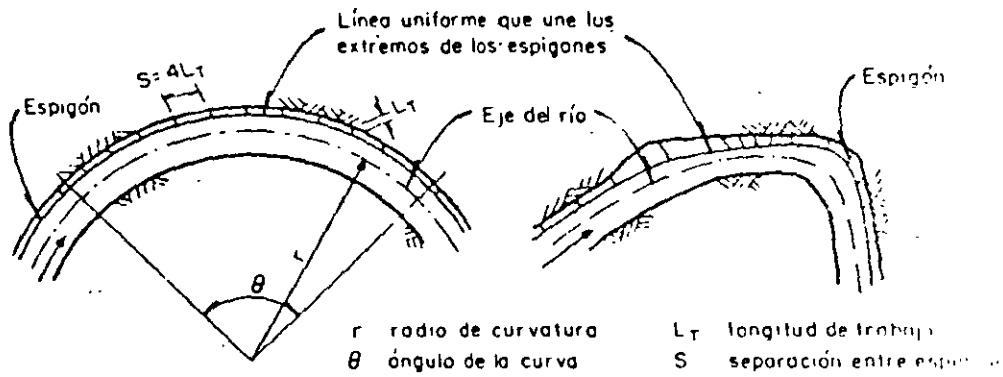
B ancho medio de la superficie libre en los tramos rectos, en m

Cuando la curva por proteger es uniforme, es decir, radio de curvatura úni- co, todos los espigones tienen la misma longitud, ángulo de orientación y, por tanto, la separación entre ellos es uniforme.

Al proteger una sola curva o un tramo completo, los primeros tres espigones, aguas arriba deben tener longitud variable: el primero será el de menor lon- gitud posible (igual al tirante) y los otros dos aumentar uniformemente, de tal manera que el cuarto ya tenga la longitud de proyecto, ver fig I.30, la pendiente longitudinal de la corona debe ser uniforme en todos ellos.



Esquema sobre las corrientes que se presentan en las curvas de los ríos



a) Curva trazada con un solo radio      b) Curva real formada con tramos que tienen diferente radio de curvatura

FIG. 1.29 Localización en planta de una obra de defensa con espigones



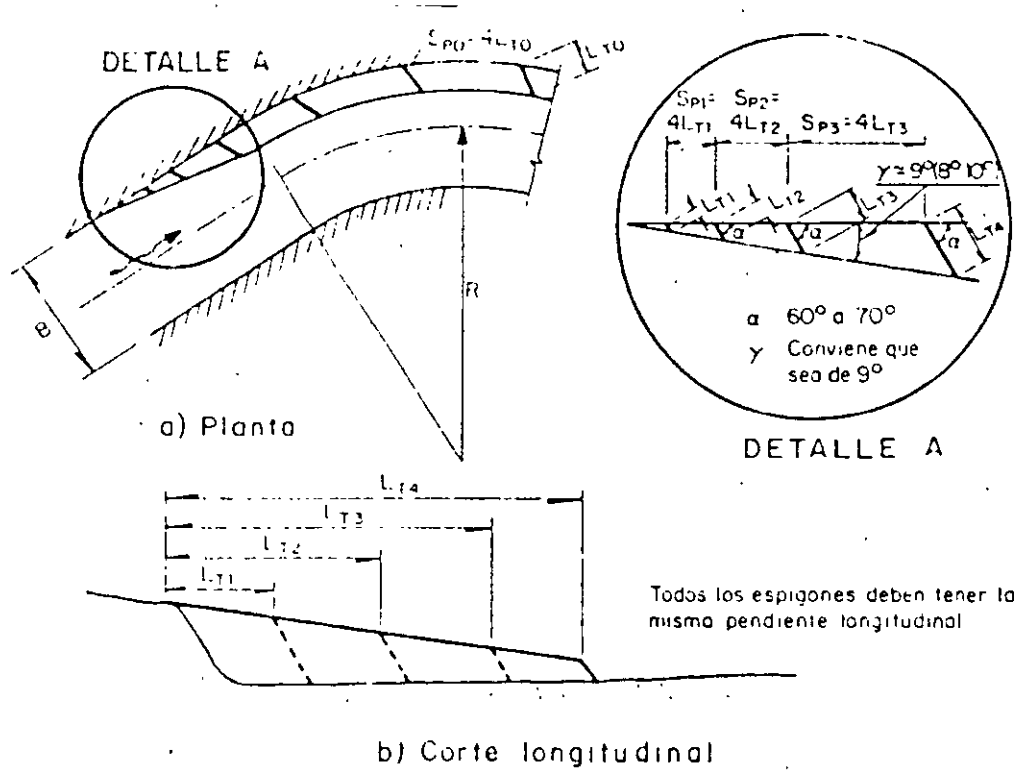


FIG. I.30 Localización de los primeros espigones de una protección hecha con estas estructuras

b. Longitud de los espigones

La longitud total de un espigón se divide en longitud de anclaje o empotramiento y longitud de trabajo. La primera es la que inicialmente está dentro de la margen y la segunda la que está dentro de la corriente.

La longitud de trabajo,  $L_T$ , medida sobre la corona se selecciona independientemente; se ha comprobado la conveniencia de que esté dentro de los límites siguientes:

$$d \leq L_T \leq B/4 \quad (I.126)$$

donde

- B ancho medio del cauce, en m
- d triángulo radio, m

Los valores de B y d deben ser los correspondientes al gasto formativo.

Respecto a la longitud de anclaje o empotramiento, los espigones se pueden construir sin tener longitud de anclaje, es decir, sin que penetren en la margen. Cuando hay una población en la margen, siempre deberán anclarse; si la falla de un espigón no causa problemas locales conviene no anclarlos, ya que el costo de la obra es menor.

c. Separación entre espigones

Se mide en la orilla entre los puntos de arranque de cada uno; depende primordialmente de la longitud del espigón aguas arriba. Para calcularla se toma en cuenta la inclinación  $\alpha$  del espigón respecto a la orilla de aguas abajo y la ampliación teórica de la corriente al pasar por el extremo del espigón. El ángulo de esa ampliación es de 9° a 11°, ver figs I.31 o I.32.

c.1. Separación en tramos rectos

Cuando se requieran construir espigones en tramos rectos sin empotramiento en la margen, la separación,  $S_p$ , entre sus arranques deberá ser

ángulo $\alpha$	separación, $S_p$
70° a 90°	(4.5 a 5.5) $L_T$
60°	(5 a 6) $L_T$

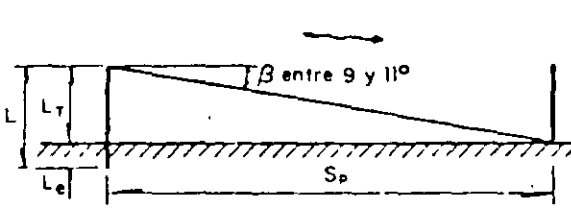
c.2. Separación en curvas

La separación  $S_p$ , entre espigones colocados en curvas, conviene encontrarla gráficamente como se indica en la fig I.31. Si la curva es regular y tiene un radio único de curvatura, la separación que se ha probado con buenos resultados es  $S_p = (2.5 a 4) L_T$ . Si la curva es irregular o con un radio de curvatura pequeño, la separación entre espigones necesariamente debe encontrarse en forma gráfica, ver fig I.31. Al mismo tiempo quedan fijadas sus longitudes y ángulos de orientación.



Nota: Si la curva es circular, todas las separaciones y longitudes son iguales

FIG. I.31 Trazo de espigones en una curva



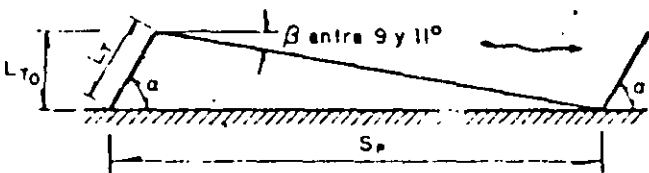
$$5L_T \leq S_p \leq 6.3L_T$$

(conviene la mayor separación posible, pero si no se empotran deben separarse  $5L_T$  como máximo)

- $L_T$  longitud de trabajo
- $L_e$  longitud de empotramiento o anclaje
- $L$  longitud total

a) Espigones normales a la corriente (planta)

$$S_p = L_T (\cos \alpha + \operatorname{sen} \alpha \cot \beta) = L_{T_0} (\cot \alpha + \cot \beta)$$



$\alpha$	$L_T$	$S_p$	$S_p$	
			empotrado si	no
$60^\circ$	$1.06L_{T_0}$	$(5.4 \text{ a } 6.6)L_T$	$6.5L_T$	$5.5L_T$
$70^\circ$	$1.15L_{T_0}$	$(5.6 \text{ a } 6.8)L_T$		

b) Espigones inclinados hacia aguas abajo (planta)

FIG. I.32 Trazo de espigones en márgenes rectas

#### d. Elevaciones y pendientes de la corona

Los espigones deberán construirse con pendiente longitudinal hacia adentro del río. Necesitan iniciarse a la elevación de la margen o a la elevación de la superficie libre al escurrir el gasto formativo. El extremo dentro del cauce deberá tener alturas máximas de 50 cm sobre el fondo actual; con ello se logran pendientes de 0.05 a 0.25 que han trabajado satisfactoriamente, ver fig 1.33.

#### e. Orientación de los espigones

Los espigones pueden estar dirigidos hacia aguas abajo o aguas arriba, o también ser normales a la corriente. La orientación de los espigones se mide por el ángulo que forma el eje longitudinal del mismo con la tangente a la orilla, hacia aguas abajo, en el punto de arranque, ver figs 1.30 y 1.31.

En un tramo recto en una curva regular conviene que los espigones formen un ángulo de  $70^\circ$  con la dirección de la corriente. Si la curva es irregular, aún más, si tiene un radio de curvatura menor de 2.5B, los ángulos de orientación serán menores de  $70^\circ$  y pueden alcanzar valores hasta de unos  $30^\circ$ .

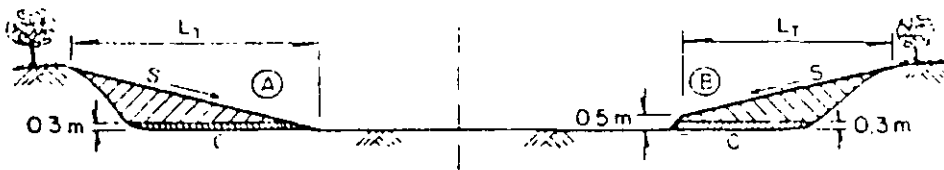
#### f. Permeabilidad del espigón. Materiales de construcción

Los espigones se pueden construir con una gran variedad de materiales: madera, troncos, ramas de árboles, piedra, elementos prefabricados de concreto, acero y alambre, etc. Los más usuales en el medio nacional son los formados con tablestacados y los contruidos con enrocamiento, ya sea colocado suelto o dentro de gaviones (cajas formadas con malla de alambre).

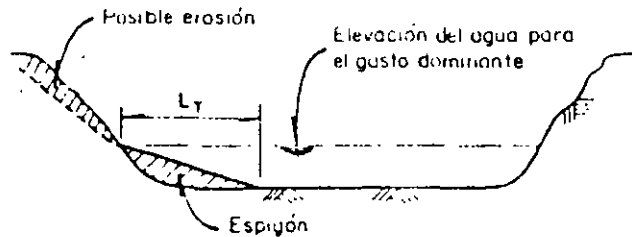
#### g. Socavación local

La socavación local en la punta de los espigones es de importancia durante su construcción cuando se utilizan elementos que están sueltos entre sí (bolsas, piedras, gaviones, etc). Si la velocidad de la corriente es mayor de 50 cm/s conviene recubrir el fondo sobre el que descansará el espigón

La pendiente  $S$  conviene que sea uniforme hasta el fondo. También el diseño (B) ha dado buenos resultados. La forma (A) permite construir los espigones más económicos. El piso C de los espigones debe construirse primero para evitar erosiones locales durante la construcción.



- a) Colocación de un espigón cuando la margen no está muy elevada



- b) Colocación de un espigón cuando la margen está muy elevada

FIG. 1.33 Colocación de un espigón, en función de la elevación de la margen

con una capa de piedra de unos 30 cm de espesor, y después construir el espigón de la orilla hacia el centro del cauce. De no colocar ese piso que evita la socavación local durante la construcción, se necesitarían mayores volúmenes de material.

#### 11.8.1.2 Muros y diques longitudinales

Son estructuras apoyadas directamente en la margen de un río a fin de evitar que la corriente del agua esté en contacto con el material de la margen que protegen.

Cuando el recubrimiento no se puede apoyar directamente sobre la orilla por presentarse la necesidad de llevar la protección alejada de la orilla actual o por ser la orilla muy irregular y desear construir una defensa continua y regular, se construyen diques, con el talud en contacto con la corriente debidamente protegido.

La geometría en planta de los muros y diques se fija en una forma similar a la indicada para fijar los espigones, aunque siempre conviene utilizar la orilla actual, ya que los muros son más económicos que los diques.

Los muros longitudinales pueden hacerse con losas de concreto, gaviones, piezas prefabricadas de concreto de diferentes formas, enrocamiento y arcilla. Los procedimientos de construcción varían de acuerdo con el material, equipo de construcción disponible, lugar, niveles del agua en el río y sus periodos relativos de permanencia.

Se debe evitar que el material que forma la orilla salga a través de los huecos o juntas que pueda tener el revestimiento de protección del muro o dique; por tanto, se deberá colocar un filtro entre ambos materiales, que puede ser de material sintéticos o bituminosos, o bien de materiales pétreos debidamente graduados.

Si en la formación del muro se utiliza enrocamiento, el tamaño de sus ele-

mentos se deberá obtener con el criterio explicado en el inciso 11.4.4. Los otros materiales generalmente son lo suficientemente resistentes contra la fuerza de la corriente y no son arrastrados.

El principal peligro de destrucción se presenta al pie del talud o en el arranque de la obra. Para proteger al pie del talud es factible utilizar cualquiera de las dos soluciones siguientes: a) Si la construcción se efectúa en seco, se puede formar una zanja de 1 a 2 m de profundidad, la que se rellenará con roca o gaviones; sobre ese relleno se apoyará el muro. También se puede hincar un tablestacado. Esas obras impedirán el deslizamiento del muro cuando descienda el fondo durante la avenida. b) La otra solución de protección del pie del talud consiste en formar un tapete de enrocamiento con un ancho igual al tirante, pero no menor de 2 m, y un espesor de 40 a 70 cm. Al descender el fondo durante las avenidas, esa protección se acomoda sobre el fondo socavado evitando el deslizamiento de la capa protectora que forma el muro.

La parte extrema de aguas arriba del muro, o arranque del mismo, se deberá empotrar hacia adentro de la margen.

## 11.8.2 OBRAS DE DEFENSA CONTRA EROSION LOCAL

Se diseñarán específicamente para el tipo de obra que se desea proteger. Así, habrá algunas destinadas a proteger pilas o estribos de puente, espigones, tuberías, etc. A continuación se explicarán las más importantes y frecuentes.

### 11.8.2.1 Protección contra la socavación al pie de pilas

Las protecciones que aquí se mencionan sirven para cualquier obra que quede dentro del cauce de un río y sea rodeada totalmente por la corriente.

Se recomiendan dos métodos diferentes: el primero propuesto, por Levi-Luna, que es útil cuando el eje longitudinal de las pilas está alineado con la dirección de la corriente.

Consiste en colocar una pantalla delante de la pila a una separación de 2.2 veces el ancho de la misma. La pantalla tiene un ancho igual al de la pila.

Si la pantalla se coloca desde un principio, reduce la erosión en un 70 por ciento; sirve igualmente si se coloca cuando el hoyo producido por la corriente ya está formada pues lo rellena. La altura de la pantalla puede ser de un tercio el tirante máximo que alcance la corriente.

El segundo método de protección consiste en colocar un pedraplén al pie de la pila. Los elementos del pedraplén se dimensionan utilizando la tabla I.16, en ella se obtiene el diámetro que deben tener las piedras en función de la velocidad y tirante de la corriente y del peso específico del material. El diámetro de las piedras está en cm.

TABLA I.16 Diámetro mínimo de las piedras que forman el pedraplén de protección, en función de su peso específico y de la velocidad de la corriente, para un tirante igual a 1 m\*

Velocidad de la corriente, U <sub>1</sub> , en m/s	Peso específico del material, en kgf/m <sup>3</sup>				
	1 600	1800	2 000	2 200	2 400
1	8	8	7	6	6
1.3	15	13	12	11	10
2.0	18	16	13	13	12
2.5	27	24	21	19	18
3.0	38	34	31	28	26
3.5	53	46	42	38	35
4.0	68	60	54	50	46
4.5	86	77	69	63	58
> 4.5			85	77	70

\* Si el tirante, d, es diferente de 1 m

U = U<sub>1</sub> d<sup>α</sup>, donde α = 1 / (2 + d)

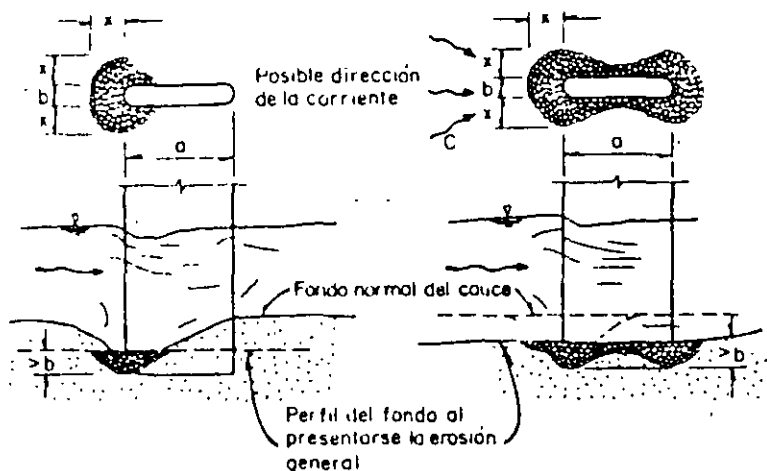
Conocidos U y d se despeja U<sub>1</sub> y se pasa a la tabla para conocer el diámetro de las piedras.



Si se tiene la seguridad de que la pila siempre esté alineada con la corriente, la protección se colocá únicamente al frente; si no es así, conviene rodear toda la pila con la protección.

Conviene excavar lo necesario para que el nivel máximo de la protección alcance el nivel al que llegará la socavación general, ver fig I.34.

x. Distancia que depende del talud de reposo del material del fondo durante la construcción.



1 Angulo de incidencia de cero grados. La línea gruesa del fondo indica que solo se presenta socavación local y no se tienen condiciones de socavación general

2 Angulo de incidencia variable. La línea gruesa del fondo indica la condición de erosión máxima general

FIG. I.34 Forma de colocar el boleo para evitar la socavación local, según Maza-Sánchez

El material que se coloca debe de formar como mínimo tres capas para evitar que los materiales más finos del fondo sean arrastrados por los vórtices que se forman en las esquinas de la pila rectangular, o en una zona de 65° a cada lado de la parte frontal de una pila circular o con frentes redondeados. En la fig I.34 se indica la mejor manera de colocar el pedraplén de protección.

En ocasiones habrá necesidad de colocar una protección sobre el fondo actual sin poder efectuar ninguna excavación frente a las pilas. En esos casos, se

necesita tomar en cuenta la socavación general. La colocación conviene hacerla durante una creciente pues ya se tiene algo de socavación general y además una fuerte erosión local al pie de la pila, que puede ser rellenada con el pedraplén, ver fig I.35. Habrá que tener cuidado de colocar las piedras dejándolas caer a través de un tubo para que, durante su caída no sean arrastradas por la corriente.

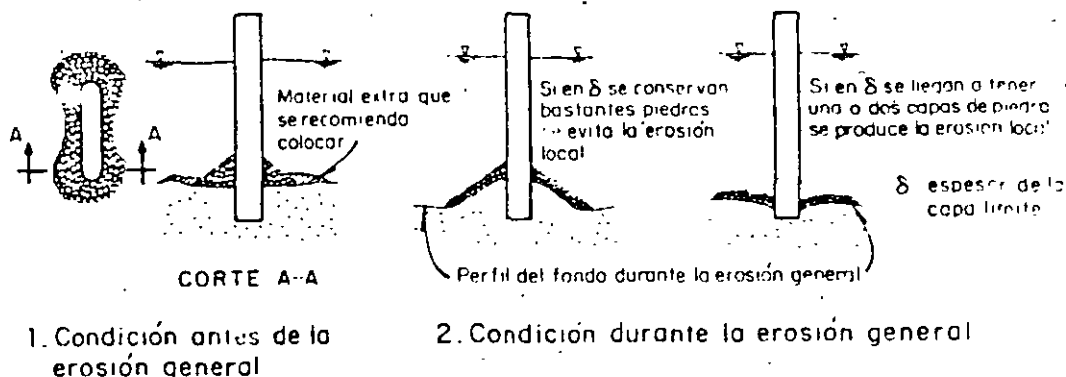


FIG. I.35 Comportamiento de un pedraplén que ha sido colocado sobre el fondo actual, con el fin de proteger la pila

Si la corriente llega a incidir en diferentes direcciones contra la pila conviene rodear esta con el pedraplén de protección, ver figs I.34 o I.35.

#### 11.8.2.2 Protección contra la socavación al pie de estribos

Se puede evitar la socavación al pie de estribos con dos métodos diferentes: el primero consiste en sustituir el material erosionable del fondo, con un pedraplén de características similares al descrito en 11.8.2.1.

El segundo consiste en colocar en el extremo de cada estribo un dique de encauzamiento, ver fig I.36.

La geometría en planta de la porción del dique aguas arriba del cauce corresponde a un segmento de elipse. Con el fin de evitar toda erosión en el estribo, se continúa aguas abajo con otro dique que tiene una longitud aproximadamente igual a la tercera parte del anterior.

Para fijar la geometría en planta se utilizará en una primera aproximación el criterio propuesto por Lutitschenkov, quien fija la magnitud de los semi

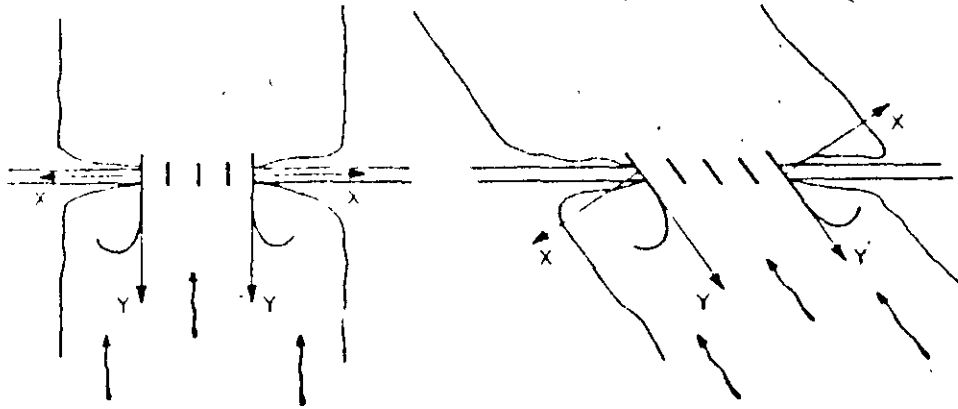


FIG. I.36 Colocación de los diques encauzadores respecto al eje longitudinal del puente y a la dirección de la corriente

ejes de la elipse en función de la relación  $Q/Q_m$ , en que  $Q$  es el gasto total que pasa por el cauce durante las avenidas y  $Q_m$  el gasto teórico que corre por el cauce únicamente en el ancho formado por el claro del puente.

Para conocer la geometría se requiere primero calcular la magnitud de  $X_o$  y  $Y_o$ , ver fig I.37

$$X_o = \lambda B_m \quad (I.127)$$

$$Y_o = Z X_o \quad (I.128)$$

donde

$B_m$  claro del puente

$Z$  coeficiente que depende de  $Q/Q_m$  y cuyos valores se indican en la tabla I.17

$\lambda$  coeficiente que depende de la relación  $Q/Q_m$  y de si hay uno o dos estribos en el puente. Su valor se encuentra en la fig I.38

TABLA I.17 Valor de Z

$\frac{Q}{Q_m}$	1.175	1.19-1.33	1.35-1.54	1.56-1.82 o más
$Z = \frac{Y_0}{X_0}$	1.50	1.67	1.83	2.00

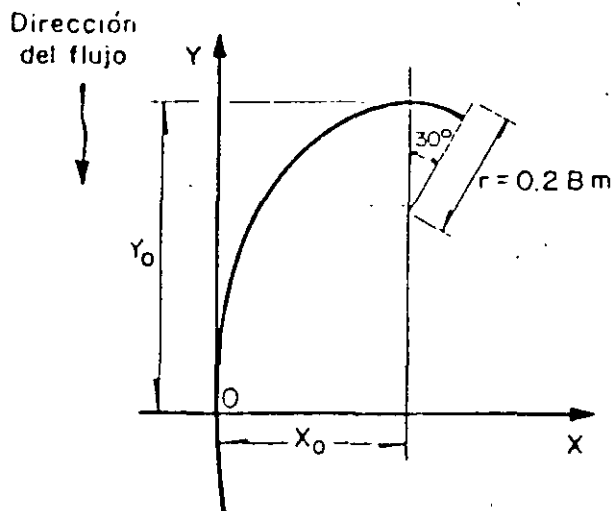


FIG. I.37 Geometría de un dique de encauzamiento

Conocidos  $X_0$  y  $Y_0$ , el resto de los puntos está dado por

$$X = X_0 \left( 1 - \sqrt{\frac{1 - Y^2}{Y_0^2}} \right) \tag{I.129}$$

El dique aguas abajo es simétrico al primer tercio del de aguas arriba; pero solo debe construirse hasta  $Y = -\frac{1}{3} Y_0$ .

El extremo aguas arriba del dique se continúa con un segmento de círculo cuyo radio es igual a  $0.2 B_m$  y que abarca un ángulo de  $30^\circ$ .

Las protecciones descritas no solo evitan la socavación al pie de los estribos, sino que además obligan a que las líneas de la corriente estén alineadas con respecto a los ejes longitudinales de las pilas. Por ello se utilizan con mayor frecuencia para encauzar la corriente bajo un puente, que para evitar la socavación local al pie del estribo.

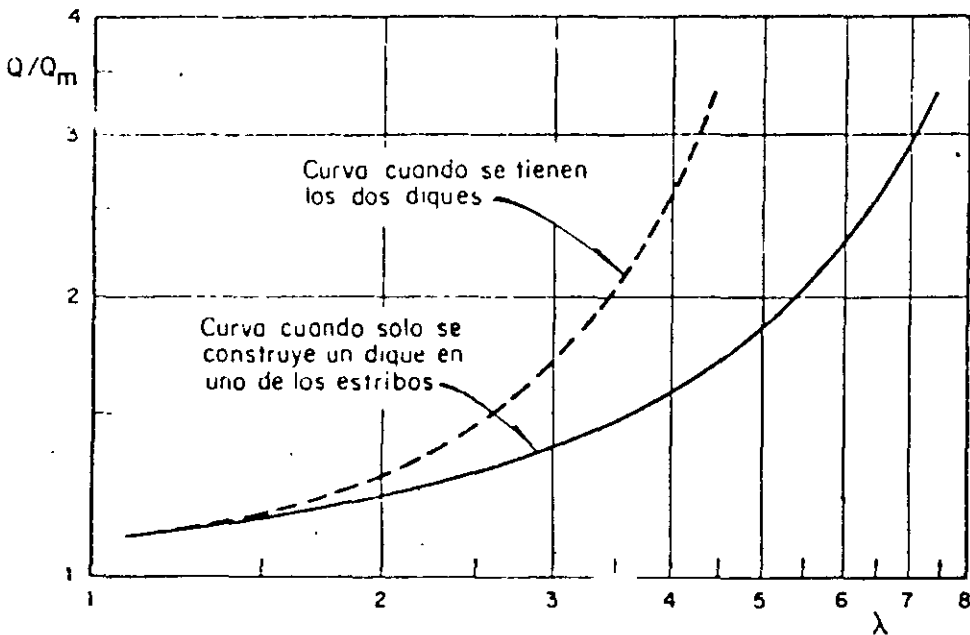
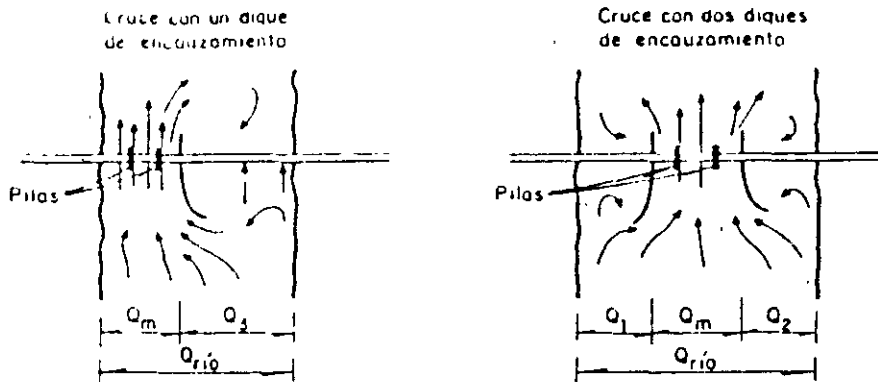
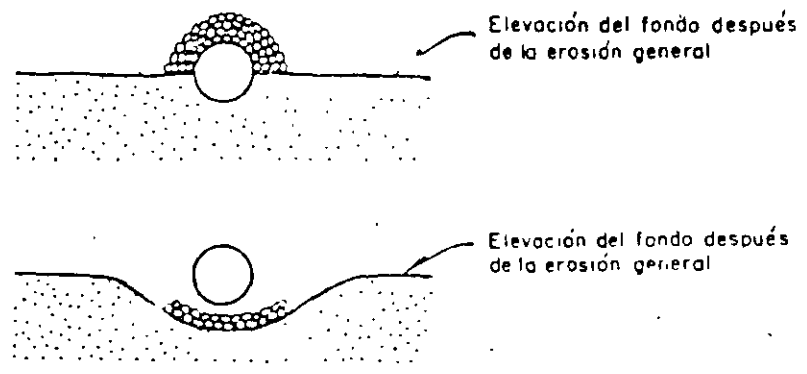


FIG. I.38 Valores de  $\lambda$  en función de  $Q/Q_m$

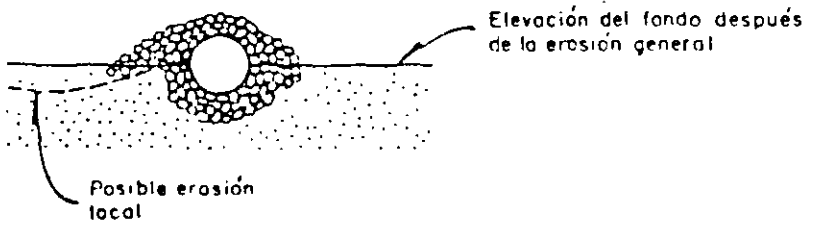
11.8.2.3 Protección contra la erosión bajo tuberías

Se ha probado una protección que consiste en un pedraplén cuya dimensión mínima se indica en la fig I.39. Si la tubería ya se ha descubierto parcial-

mente, conviene colocar sobre ella y el fondo un volumen tal de material que permita rellenar la posible socavación, ya que de todos modos esta se ha de producir, ver fig I.39. El tamaño de los elementos del pedraplén se obtiene de la tabla I.16.



a) Colocación incorrecta. La erosión se produce si solo se coloca el pedraplén en la parte superior



b) Colocación correcta

FIG. I.39 Protección de una tubería con pedraplén.

11.9 OBRAS DE PROTECCION CONTRA INUNDACIONES

Cuando se desea evitar que las zonas adyacentes a los ríos sean inundadas año con año durante la época de lluvias, se construyen obras que interfieren directamente con los escurrimientos permitiendo su almacenamiento o desvío o encauzamiento. Las principales obras de protección que se pueden construir son:

1. Bordos perimetrales a poblaciones o construcciones de importancia
2. Bordos longitudinales a lo largo de una o ambas márgenes de un río

11.8 OBRAS DE DEFENSA

Además de las obras mencionadas en el tomo I existen otras que permiten encauzar o dirigir los sedimentos del fondo hacia zonas en que no ocasionan daño. Estas obras las integran pequeñas pantallas, que pueden estar ubicadas en el fondo o unidas a flotadores en la superficie; son de poco ancho, con altura que puede ser de hasta 1/3 del tirante normal y con longitud variable. Se colocan con su eje longitudinal formando un ángulo entre 12 a 20° con respecto a la corriente. En ocasiones se utilizan para desviar sedimentos y alejarlos de las obras de toma directas que están localizadas en alguna de las márgenes.

Otro tipo de obra contra la erosión son presas o diques de pequeña altura, que favorecen la sedimentación del material del fondo aguas arriba de ellas. Su altura es variable dependiendo del problema a resolver, pero se puede considerar en muchos de ellos que con una altura de 1.0 a 1.5 m sobre el fondo es suficiente. Estas obras se utilizan para proteger tuberías enterradas o puentes, ya que permiten que el fondo se sobreleve.

11.8.1 OBRAS DE DEFENSA EN MARGENES DE LOS RIOS

Los espigones y muros longitudinales se construyen cuando se desea encauzar una corriente, o cuando se quiere impedir que una margen continúe erosionándose, ya que sus corrimientos pueden poner en peligro poblaciones, vías de comunicación o construcciones importantes.

11.8.1.1 Espigones

El trabajo de los espigones consiste en alejar de la orilla las líneas de corriente que lleven una velocidad fuerte. Con ello se crean zonas de calma relativa entre espigón y espigón, las cuales se llenan poco a poco con sedimentos, hasta que se forma una nueva orilla estable.

A.II

a. Localización en planta

Al respetar la longitud de los radios indicados en el tomo I, la defensa que se haga con base en espigones trabajará eficientemente. Si los radios son menores a los recomendados, la separación entre los espigones disminuye y es económicamente preferible construir una defensa marginal apoyada en la orilla. Si los radios son mayores a los indicados en el tomo I, el río tiende a curvar dentro de la curva y no todos los espigones trabajan en forma uniforme.

Cuando únicamente se desea proteger las orillas actuales de un río y no es posible hacer trabajos de rectificación, la línea que une los extremos de los espigones deberá trazarse lo más uniformemente posible, aunque no tendrá, necesariamente un radio único, ver fig I.29. Los proyectos de este tipo son los más comunes en la primera etapa de desarrollo de una región, ya que se trata de fijar las orillas al menor costo posible, ver fig I.29.

La línea que une los extremos de los espigones influye en la longitud, separación y orientación de los espigones, por tanto conviene estudiar diversas localizaciones de la misma, véase la fig I.29. Al proteger la orilla actual de un río, en que ésta es irregular, los espigones varían en longitud y por consiguiente sus separaciones, además, también cambiará su punto de arranque.

b. Longitud de los espigones.

Se ha mencionado que la longitud de trabajo se selecciona independientemente pero en el inciso anterior se indicó que todos los puntos de los espigones deben llegar a una línea de proyecto. Si se desea que los espigones tengan una longitud prefijada, esa línea se acercará o alejará paralelamente a la orilla actual.

Por economía conviene que la longitud de anclaje sea la menor posible. La técnica que se ha seguido es terminar los espigones directamente contra la orilla y debido a lo anterior algunos han sido separados de la misma (aproximadamente)



madamente un 4 por ciento de la longitud del espigón), ver ref 25. Sin embargo, resulta mucho más económico reparar los daños que sufren unos espigones que empotrar todos. La reparación se hace durante el estiaje siguiente y consiste en prolongar el espigón hasta unirlo a la orilla erosionada. Los espigones generalmente fallan durante el primer periodo de avenidas, pero una vez reparados trabajan adecuadamente casi sin mantenimiento posterior. Cuando se deba evitar completamente la falla de cualquier espigón en un tramo de interés especial, conviene que la separación entre espigones sea menor, o que todos sean empotrados en una longitud que como máximo sea igual a  $L_T/4$ , donde  $L_T$  es la longitud de trabajo.

c. Separación entre espigones.

Las separaciones recomendadas y que han sido probadas son ligeramente menores que las teóricas obtenidas al seguir lo indicado en la fig I.33, ya que no se construyen con longitud de anclaje dentro de la margen. Si se empotran con una longitud igual a una cuarta parte de la longitud de trabajo, la separación puede ser la teórica indicada en la figura mencionada. Cuando se desea efectuar una obra más económica se pueden separar ocho veces la longitud de trabajo en las rectas y seis veces la longitud de trabajo en las curvas, y al año siguiente construir espigones intermedios de menor longitud aguas arriba de los que estén amenazados o nayan fallado.

d. Elevaciones y pendientes de la corona.

Construir espigones con pendientes muy grandes, hacia el interior del cauce, presenta las siguientes ventajas: a) no existe prácticamente socavación local en el extremo del espigón; b) si el espigón se construye con paredes verticales (tablaestacado) sólo hay una ligera erosión en su cara de aguas arriba; c) cada espigón necesita para ser construído entre 40 y 70 por ciento del material requerido para hacer un espigón con corona horizontal; d) el depósito de material arenoso entre espigones se efectúa más rápidamente que con corona horizontal; e) no se han tenido problemas de separación entre el espigón y la orilla, en ninguno que tuviera talud longitudinal y cuya separación con los adyacentes fuera de cuatro veces su longitud de trabajo.

Sólo se han probado en curvas.

En todos los espigones que se han construido y observado, la elevación de la corona en la sección de arranque coincidió con la elevación de la margen.

e. Orientación de los espigones.

Orientaciones mayores de 90° obligan a menores separaciones entre los espigones y, por tanto, a tener un mayor número de ellos para una misma longitud por proteger. Se han probado ángulos de 120° pero no trabajaron satisfactoriamente. Cuando fallaba un espigón, la erosión de la margen era mayor que la que se producía cuando el espigón estaba inclinado entre 70° y 60°.

Para ángulos entre 70° y 90° la longitud del espigón es prácticamente la misma, ver fig I.32. Como la corriente no es paralela a las márgenes para todos los gastos, conviene colocar los espigones con un ángulo  $\alpha$  de 70° en lugar de que sean normales.

En una curva muy forzada, en la que se requieren colocar espigones con un ángulo  $\alpha$  menor de 40°, conviene hacer la protección con una obra marginal.

f. Permeabilidad del espigón.

Materiales de construcción: Si el espigón debe estar permanentemente dentro del cauce principal, conviene que sea impermeable a fin de alejar a la corriente lo más efectivamente posible de la orilla. Si se utilizan espigones para reducir la velocidad de la corriente en una zona que se desea rellenar con el material arrastrado por el río (formar una margen), conviene que sean permeables para que el agua cargada de sedimentos pase entre ellos, y al reducir su velocidad deposite dichos materiales.

Los materiales utilizados en la construcción de los espigones deben ser lo suficientemente resistentes para soportar el empuje de la corriente, además del empuje de los troncos, árboles y cuerpos flotantes que pueda arrastrar el río. Por esto último, generalmente son destruidos los espigones formados

con troncos y ramas de árboles.

g. Socavación local.

La socavación local en el extremo del espigón deja de tener importancia si el espigón se construye con una fuerte pendiente longitudinal.

11.8.1.2 Muros y diques longitudinales

Los muros más sencillos de construir en los ríos del país son con enrocamiento. No conviene hacerlos con elementos de tamaño uniforme sino con diferente graduación, ya que los de pequeño tamaño actúan como filtro.

Los muros deben revisarse periódicamente, sobre todo después de la época de avenidas para reparar cualquier parte socavada o erosionada. Recuérdese que cuando falla una parte de un muro, se pone en peligro toda la obra.

En curvas con radios de curvatura menor de una vez y media el ancho de la superficie libre del río, conviene siempre construir la protección con un muro en lugar de espigones.

Cuando la margen del río es muy alta, la protección debe cubrir desde el fondo hasta el nivel del gasto dominante o del gasto medio en época de avenidas. Si esa parte está protegida, la margen no retrocederá, ya que la erosión siempre se produce al pie de la orilla. La única erosión que podrá ocurrir es arriba de la protección, pero ello conduce a un abatimiento del talud de la orilla hasta que se estabiliza.

La parte superior no protegida conviene sea cubierta con vegetación.

Es ventajoso que los muros sean flexibles, esto es, que estén contruidos con enrocamiento o gaviones, ya que si hay alguna erosión o si ocurre asentamiento en la orilla, pueden acomodarse sin que la obra falle y se inicie su destrucción. Los muros rígidos contruidos con mampostería o losas de concreto no permiten ningún movimiento, por tanto, su construcción requiere de

mayor control y de una cuidadosa compactación de la orilla en que se apoyan.

Los muros longitudinales se colocan contra las márgenes de los ríos, pero también contra los taludes de terraplenes de caminos o de bordos de protección contra inundaciones cuando pueden estar en contacto con el agua durante alguna época del año y su velocidad puede erosionar dichas obras.

En muchas obras de defensa o rectificación conviene combinar espigones y muros longitudinales.

Cuando se construye un canal de navegación, generalmente se recubren sus orillas no tanto por temor a la velocidad del agua, la que puede ser muy baja, sino por el oleaje producido por las embarcaciones.

#### 11.8.2 OBRAS DE DEFENSA CONTRA EROSION LOCAL

Las obras de defensa que se sugieren sirven principalmente para suelos arenosos y con gravas, y sólo se indican para pilas y estribos de puente y bajo tuberías colocadas transversalmente a la corriente. Los principales problemas de erosión local se presentan en las zonas intermedias y de planicie de los ríos.

Las obras de protección que aquí se mencionan se pueden evitar si desde un principio se toman en cuenta en el proyecto de la obra todas las socavaciones factibles de ocurrir y se valúan satisfactoriamente, y si además se previenen futuros movimientos laterales que pueda sufrir el río aguas arriba de la obra en estudio.

##### 11.8.2.1 Protección contra la socavación al pie de pilas

Recuérdese que la causa principal de la falla de puentes se debe a socavaciones al pie de sus pilas, ocasionadas por socavación general del cauce y no tanto por erosión local. Sin embargo, la socavación local es la más sencilla de proteger o evitar, ver ref 12.

La pantalla propuesta en el tomo I. no sirve cuando la pila está esviada con respecto a la corriente.

Los resultados de las observaciones realizadas sobre protecciones con pedraplén, en las que el arrastre y la erosión se inician para la misma velocidad media, se cumplen en el caso de gravá o materiales más gruesos. En ensayos efectuados en el Instituto de Ingeniería, se observó que la velocidad a la que principia la socavación al pie de una pila es la misma que inicia el arrastre de partículas cuando el diámetro de ellas es mayor de doce milímetros. En cambio cuando el fondo esta formado por arenas, la socavación al pie de una pila se inicia para velocidades cuyo valor es aproximadamente la mitad de la que inicia el arrastre.

11.8.2.2 Protección contra la socavación al pie de estribos

La protección con diques de encauzamiento, tiene la ventaja de que uniformiza el flujo bajo la sección del puente y que conserva constante la dirección de la corriente contra las pilas. La principal desventaja de esta solución comparada con la protección formada con pedraplén, es su costo. Debido a ello, el pedraplén tiene una probabilidad mayor de ser utilizado cuando no se requiere encauzar debidamente la corriente, sino únicamente proteger el pie de algún estribo.

En la fig 1.37 el eje de las Y siempre estará alineado con la dirección que se desee sigan las líneas de corriente bajo la sección del puente.

Los diques que cumplen con la condición de encauzar el flujo bajo la sección de cruce resultan generalmente muy largos y, por tanto, costosos. Cuando se desea proteger los accesos al puente y a los estribos se pueden construir diques de menor longitud. En estudios efectuados en modelos hidráulicos se ha visto que conviene conservar la forma elíptica de los diques pero reduciendo el tamaño de los semiejes, lo cual se logra cambiando los valores originales de  $\lambda$  y  $Z$ . Se han reducido esos valores hasta únicamente el 30 por ciento del original, logrando funcionamientos y protecciones seguras. Reducciones has-

ta del orden indicado conviene probarlas en modelos hidráulicos.

### 11.8.2.3 Protección contra la erosión bajo tuberías

Cuando al colocar una tubería existe la posibilidad de que sea descubierta al paso de una avenida, conviene rodearla de antemano con un pedraplén de protección. Si se hace esto, el material por colocar puede ser más graduado y con ello más impermeable, lo que evitará el flujo a través del pedraplén de protección, flujo que favorece el arrastre de material arenoso bajo la tubería y bajo el pedraplén mismo.

## 11.9 OBRAS DE PROTECCION CONTRA INUNDACIONES

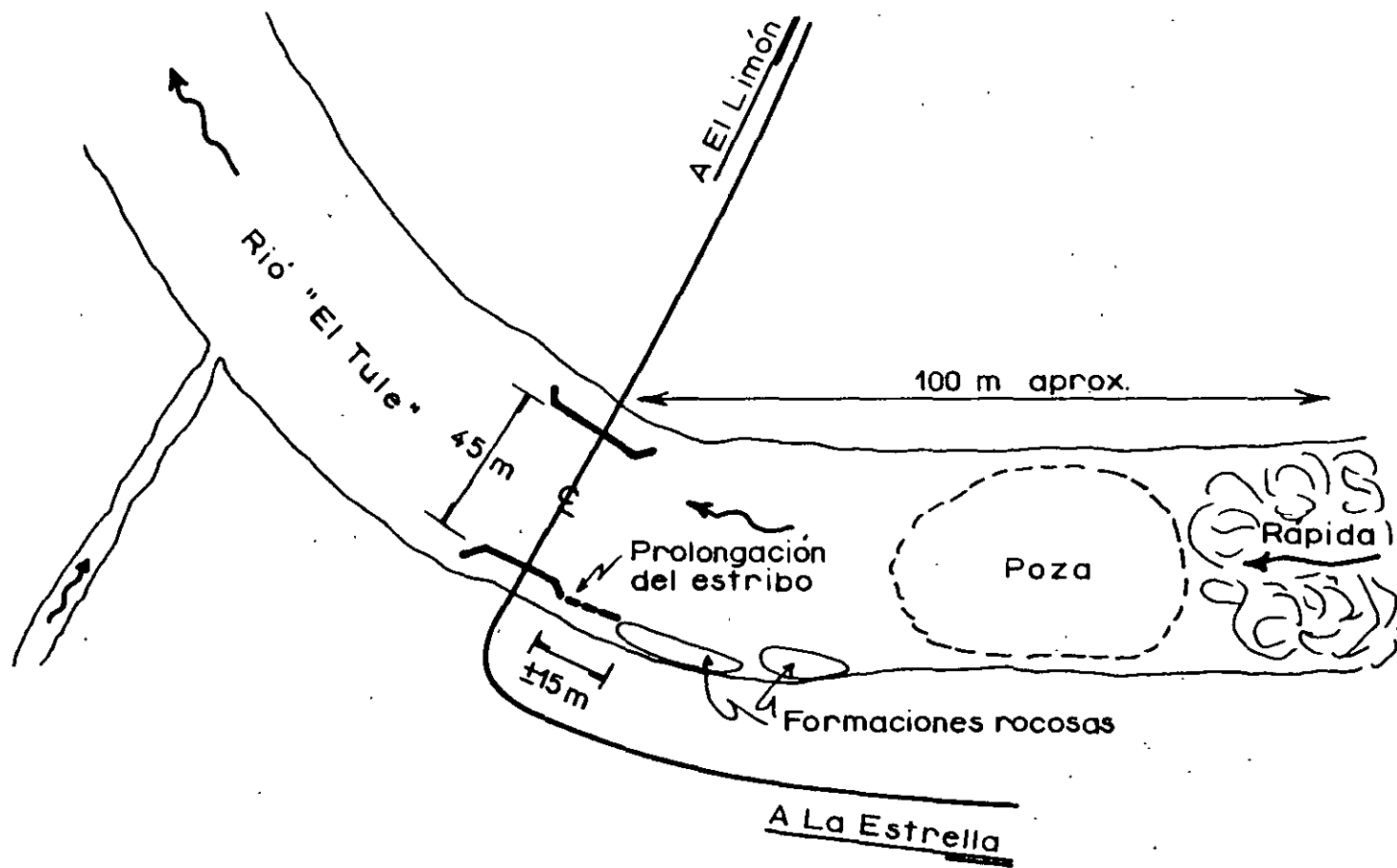
A medida que se desarrolla y puebla una región, los daños ocasionados por las inundaciones son mayores que los beneficios; por tanto, se tiende a reducir las o evitarlas. Para ello, se pueden tomar acciones de dos clases: indirectas o directas.

### 1. Acciones indirectas para control de inundaciones

Son aquellas que aunque no interfieren con los escurrimientos de un río ni lo modifican, permiten avisar con tiempo a los moradores de las áreas afectadas a fin de evitar la pérdida de vidas humanas, animales y daños materiales.

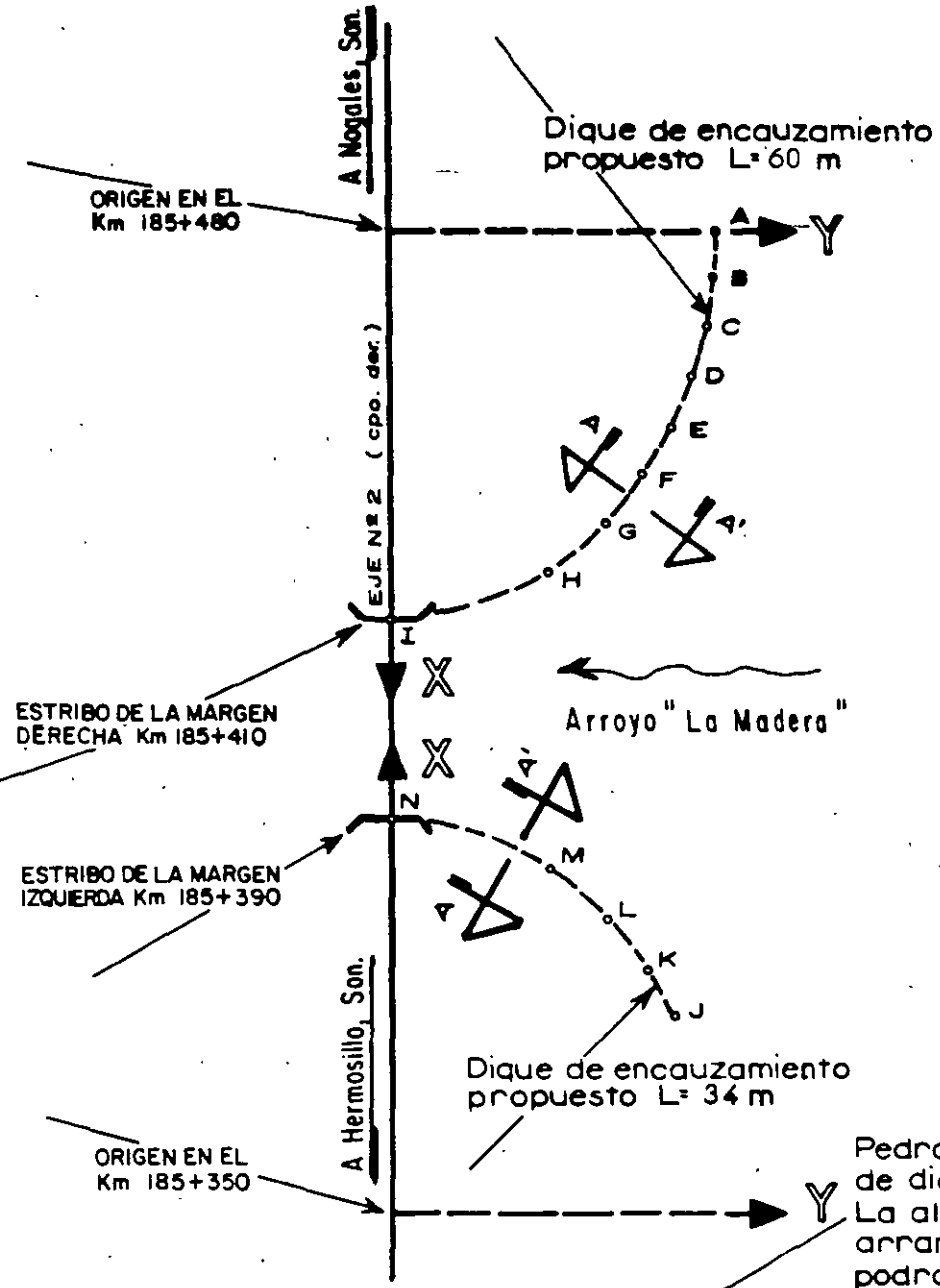
Las principales acciones indirectas consisten en

- a) Instalación de un sistema de alarma mediante pluviógrafos y estaciones de radio
- b) Cálculo del tránsito de las avenidas a lo largo del río. Complementa la primera acción
- c) Delimitación de las zonas adyacentes a los ríos en función de la frecuencia con que se presentan las inundaciones.



## CROQUIS

Propuesta para la protección del estribo de la margen derecha del puente "El Tule", Km 3+458 del camino rural: La Estrella—El Limón, origen: La Estrella, Jal.



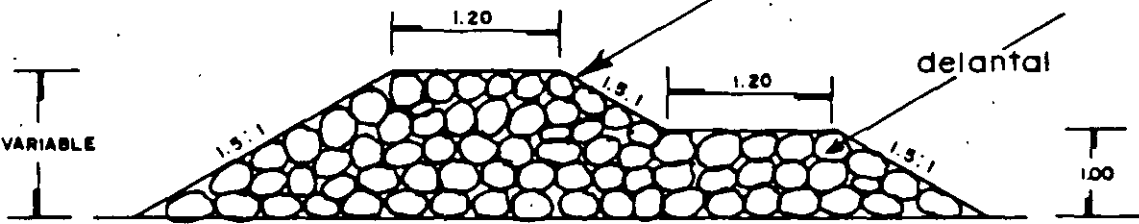
COORDENADAS EN METROS (DIQUE MARGEN DERECHA)

PUNTO	X	Y
A	0	33.0
B	5	32.7
C	10	32.0
D	15	30.6
E	20	28.6
F	25	25.8
G	30	21.8
H	35	16.0
I	40	0

COORDENADAS EN METROS (DIQUE MARGEN IZQUIERDA)

PUNTO	X	Y
J	20	28.6
K	25	25.8
L	30	21.8
M	35	16.0
N	40	0

Pedrapien formado con fragmentos de roca de diametro  $D \geq 50$   
 La altura del dique podra ser de 2m en su arranque y de 1m en su extremo; el delantal podra contar con una altura constante de 1m



ACOTACIONES EN METROS

CROQUIS N° 2

CORTE A-A'

LOCALIZACION DEL DIQUE DE ENCAUZAMIENTO

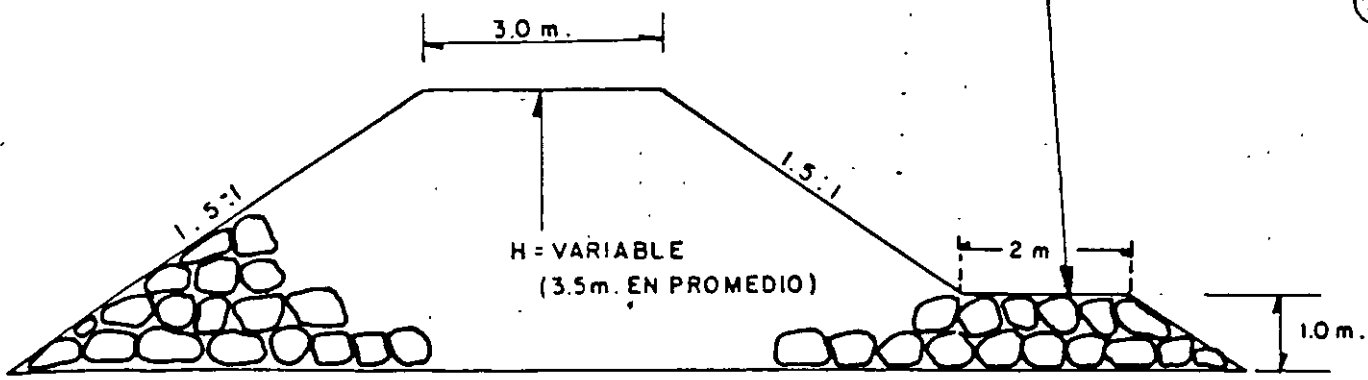
CRUCE ARROYO "LA MADERA" A'

CAMINO : México - Nogales (ampliación)  
 TRAMO : Santa Ana - Imuris  
 Km. : 185 + 700  
 ORIGEN : Hermosillo, Son



DELANTAL LONGITUDINAL CORRIDO QUE DEBERA SER COLOCADO EN EL COSTADO EXPUESTO AL FLUJO, ASI COMO EN EL EXTREMO FINAL DEL BORDO Y EN UN TRAMO DE 10 m. EN EL COSTADO POSTERIOR. SU FUNCION CONSISTIRA EN ABSORBER LA SOCAVACION AL PIE DEL BORDO.

(52)

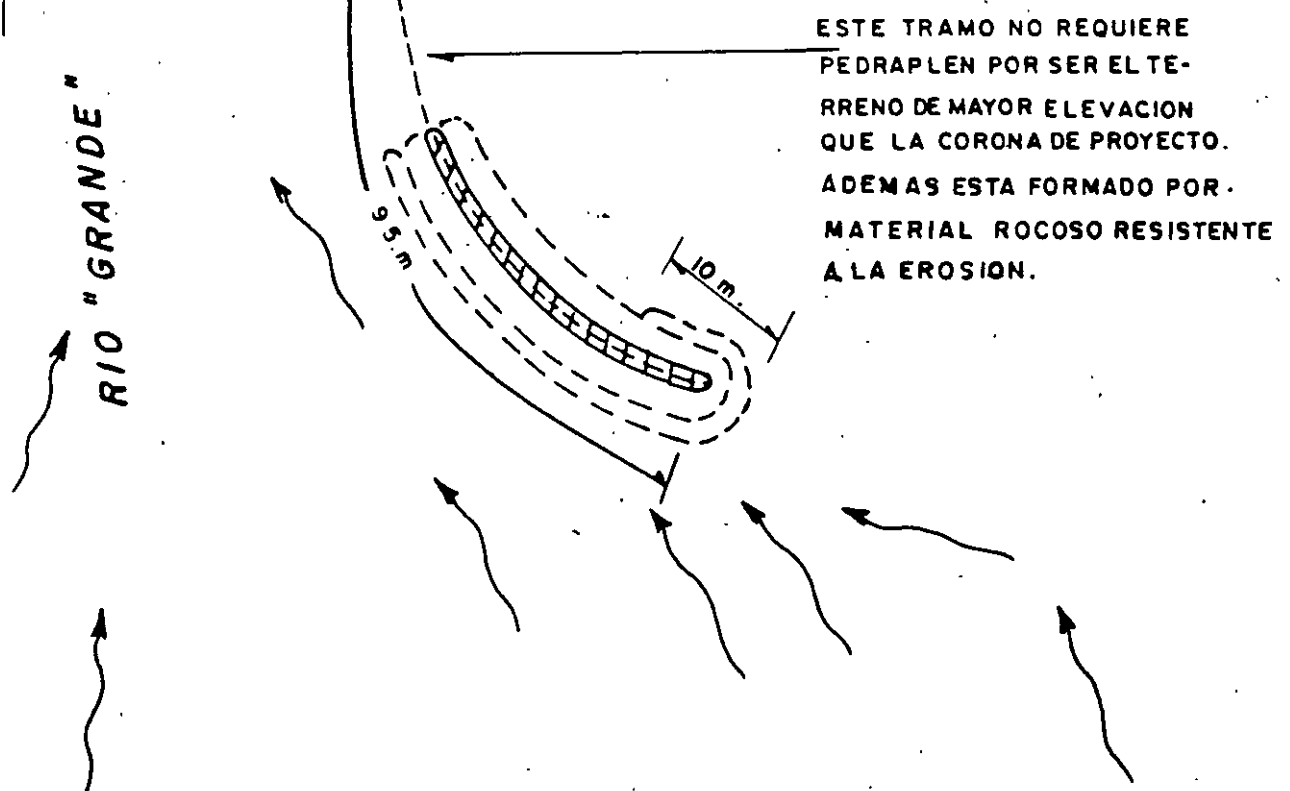


SECCION TRANSVERSAL DEL BORDO DE ENCAUZAMIENTO PROPUESTO, CONSTRUIDO CON ROCA COLOCADA A VOLTEO, CON UN PESO ENTRE 50 Y 150 KG. (SI EL PESO VOLUMETRICO ES DE  $2600 \text{ Kg/m}^3$ , EL TAMAÑO DE DICHS FRAGMENTOS VARIARIA DE 40 A 60 CM). TODOS LOS ELEMENTOS DEBERAN TENER UNA FORMA LO MAS EQUIDIMENSIONAL POSIBLE.

TEHUACAN, PUE.

A OAXACA, OAX.

PUENTE RIO GRANDE, OAX.      ESTRIBO MARGEN DER.



CROQUIS ( FUERA DE ESCALA )

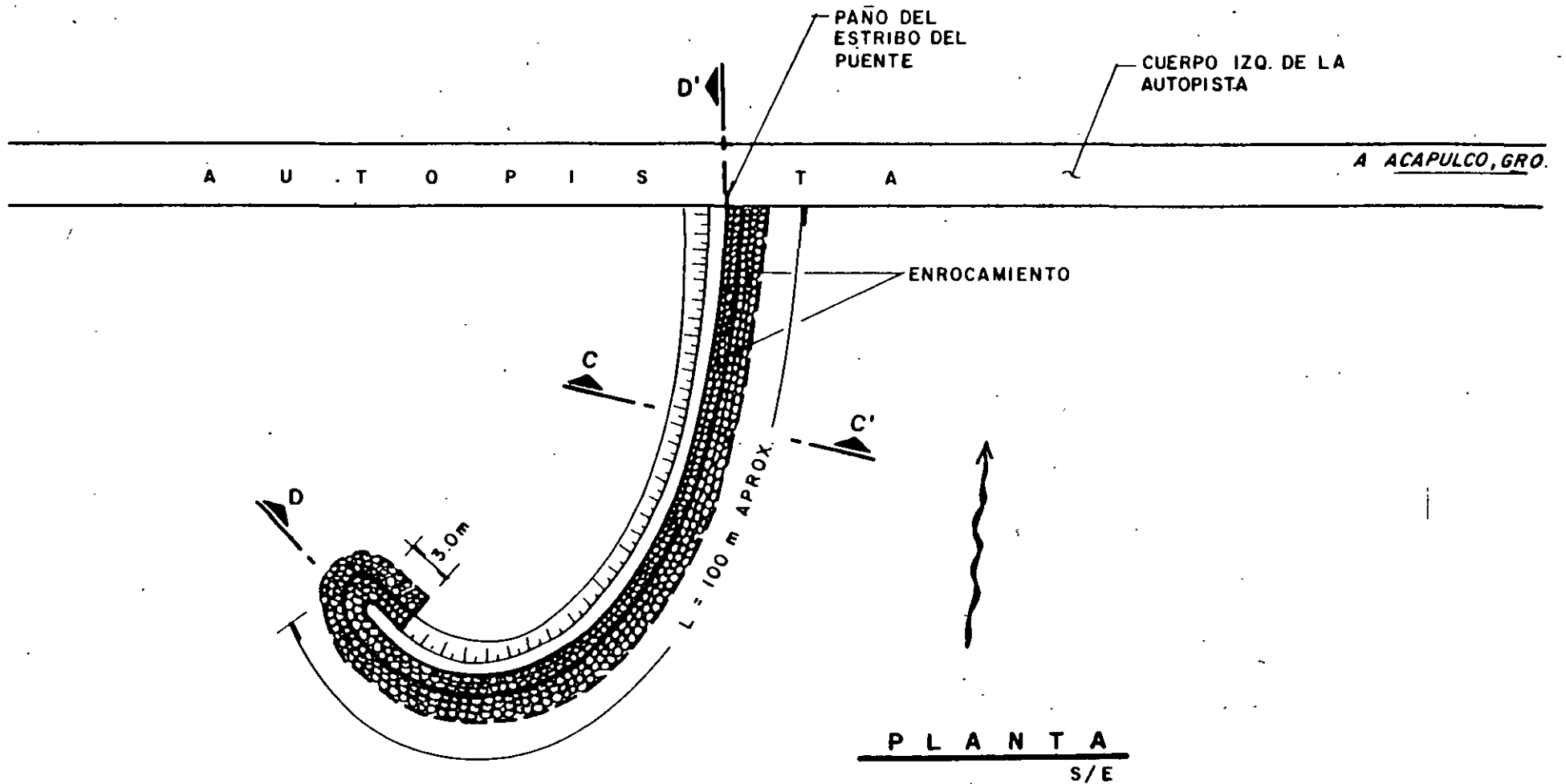


FIGURA 7: CARACTERISTICAS DE LOS DIQUES DE ENCAUZAMIENTO PROPUESTOS.

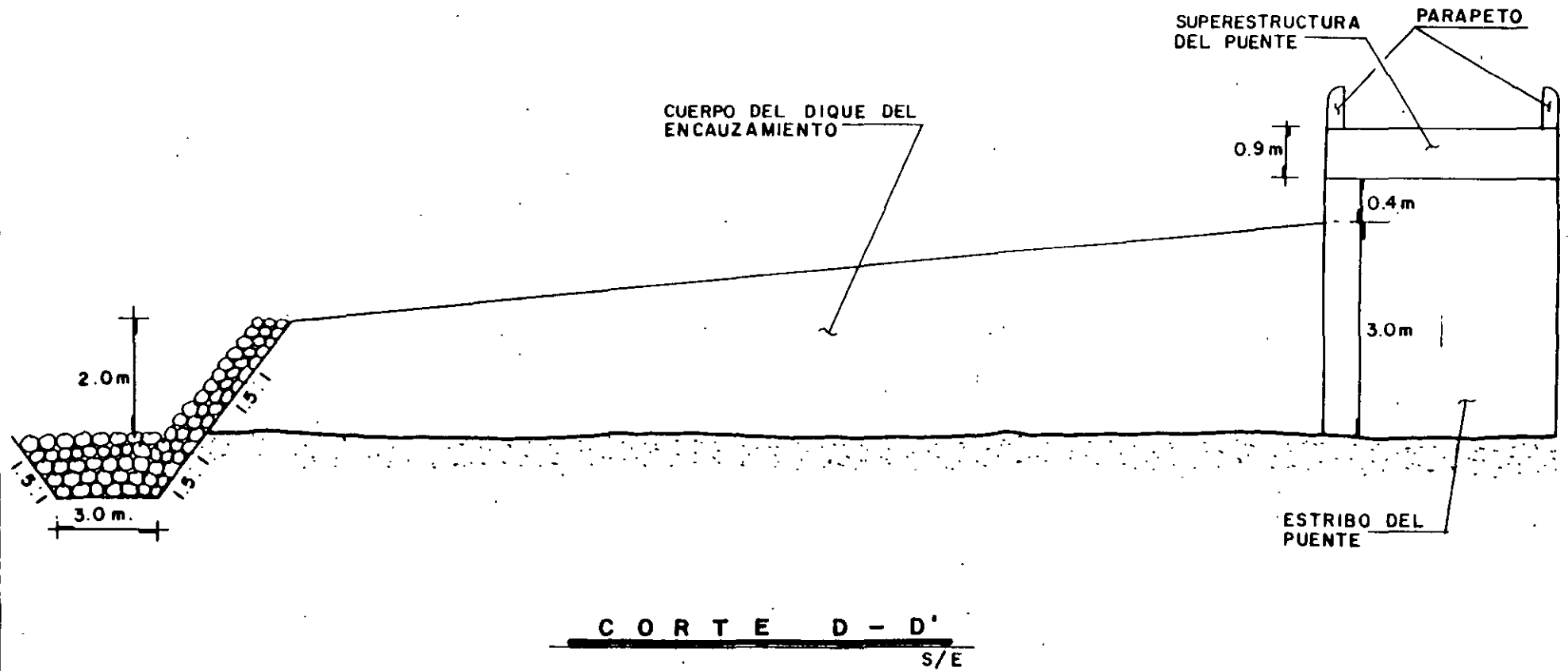
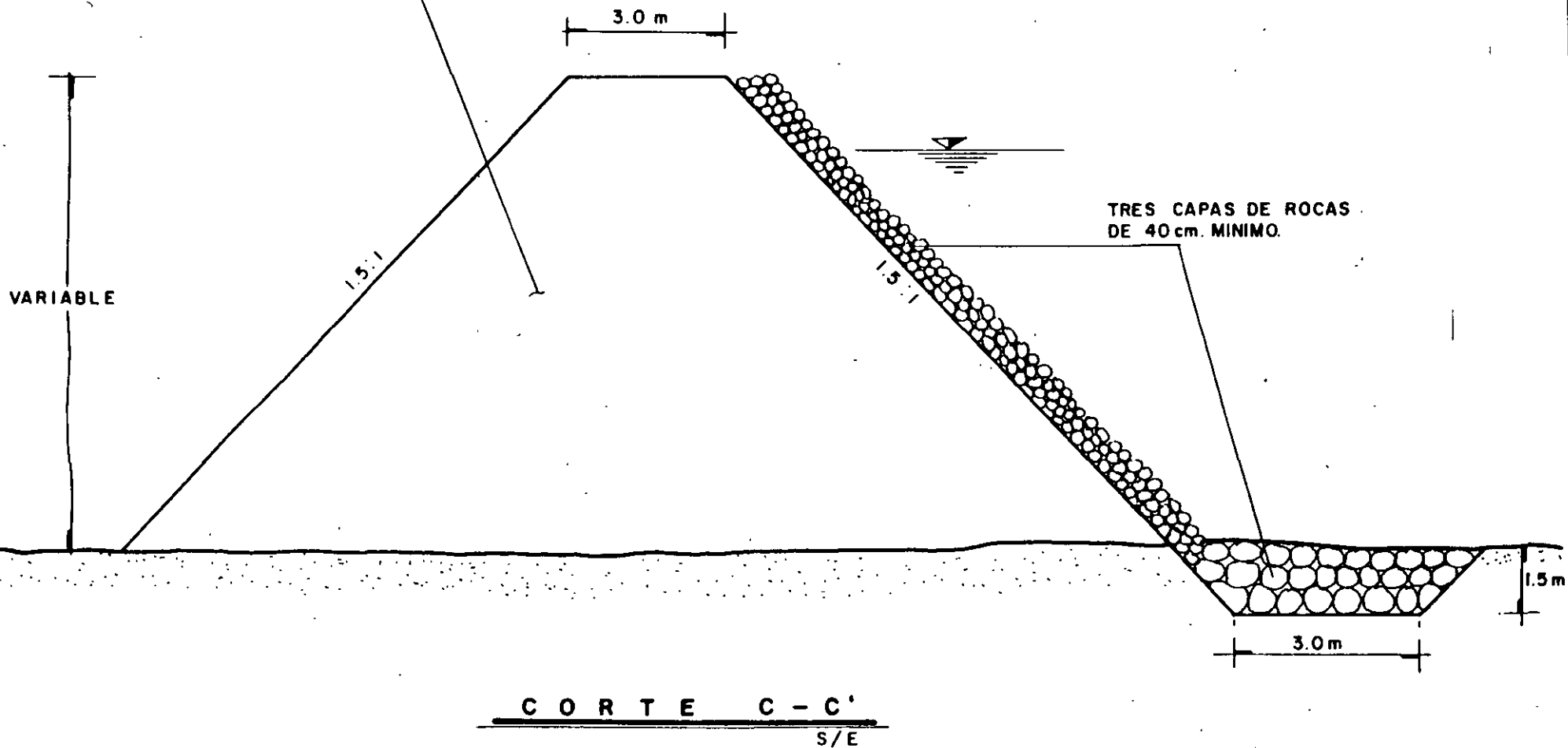


FIGURA 9: CARACTERISTICAS DE LOS DIQUES DE ENCAUZAMIENTO PROPUESTOS.

MATERIAL DE BANCO, COMPACTADO  
AL 95% DE SU P.V.S.M. SEGUN LA  
PRUEBA PROCTOR MODIFICADA



GURA B: CARACTERISTICAS DE LOS DISEÑOS DE ENCAUZAMIENTO PROPUESTOS

ciones contra la socavación tanto en los pies de los terraplenes de acceso como en las pilas desplantadas dentro de la corriente.

Las refs. 9, 10, 11, 12 y 13 incluyen una serie de métodos fundamentados en estudios en modelos para protección de terraplenes y pilas. La Fig. XV-9 resume las recomendaciones más usuales en lo referente a la protección de terraplenes.

La parte a de la figura muestra un perfil de socavación típico al pie de un terraplén no protegido. La parte b muestra la influencia e interacción del terraplén y las pilas vecinas, también considerando que no exista ninguna protección. Ambos croquis, producto de estudios en modelos pueden utilizarse para visualizar el fenómeno de la socavación.

La parte c de la figura muestra una manera de proteger tanto el terraplén de acceso como la pila adyacente con enrocamiento. Las Refs. 7 y la 14 podrán utilizarse para complementar información en torno a este tipo de protecciones, probablemente las más usadas.

La parte d de la Fig. XV-9 muestra una protección con tablestacado, un método que resulta costoso y cuyo diseño ha de hacerse con mucho cuidado y a partir de una buena estimación de las profundidades de socavación.

La parte e de la figura se refiere a la protección con un espigón, método muy confiable, según la experiencia mexicana.

La protección contra la socavación en las márgenes de los ríos puede llegar a ser muy necesaria cuando las vías terrestres se desarrollan muy cercanas a las zonas de erosión. Los enrocamientos han sido las protecciones más empleadas probablemente, pero el uso de espigones está también muy extendido.



Gaviones de protección de márgenes.

do las vías terrestres se desarrollan muy cercanas a las zonas de erosión. Los enrocamientos han sido las protecciones más empleadas probablemente, pero el uso de espigones está también muy extendido.

Los mayores desplazamientos laterales suelen ocurrir en las curvas, por efecto de fuerzas centrífugas que provocan una sobre elevación del agua en el lado exterior, lo que causa, a su vez, una corriente en el fondo, del lado exterior al interior. Cuando esa corriente se suma con la normal del río se produce una corriente helicoidal que arrastra los materiales del fondo hacia la orilla interior; así se tiene erosión desde el extrados de la curva hacia su intrados, lo que tiende a desarrollar un cauce más profundo en esta última zona. En estos canales de mayor profun-

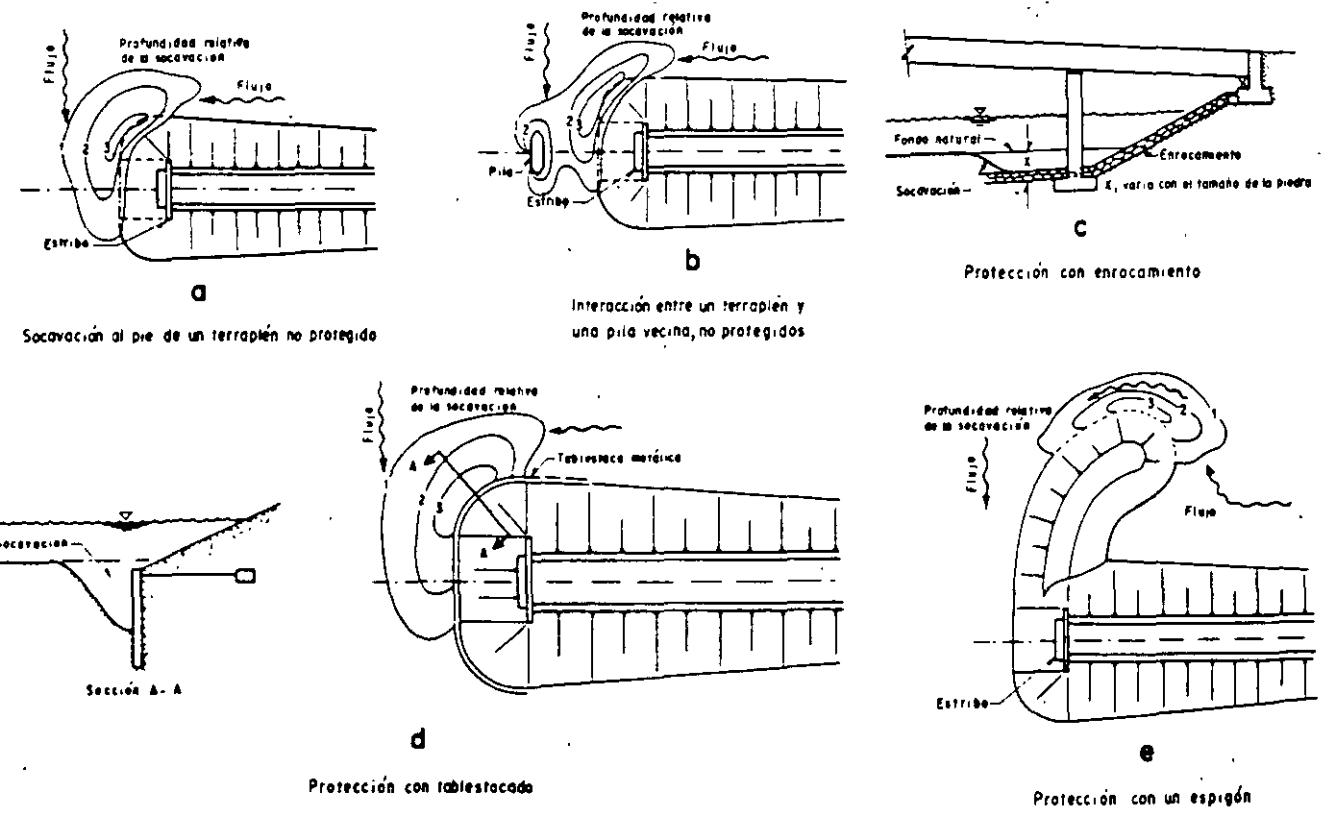
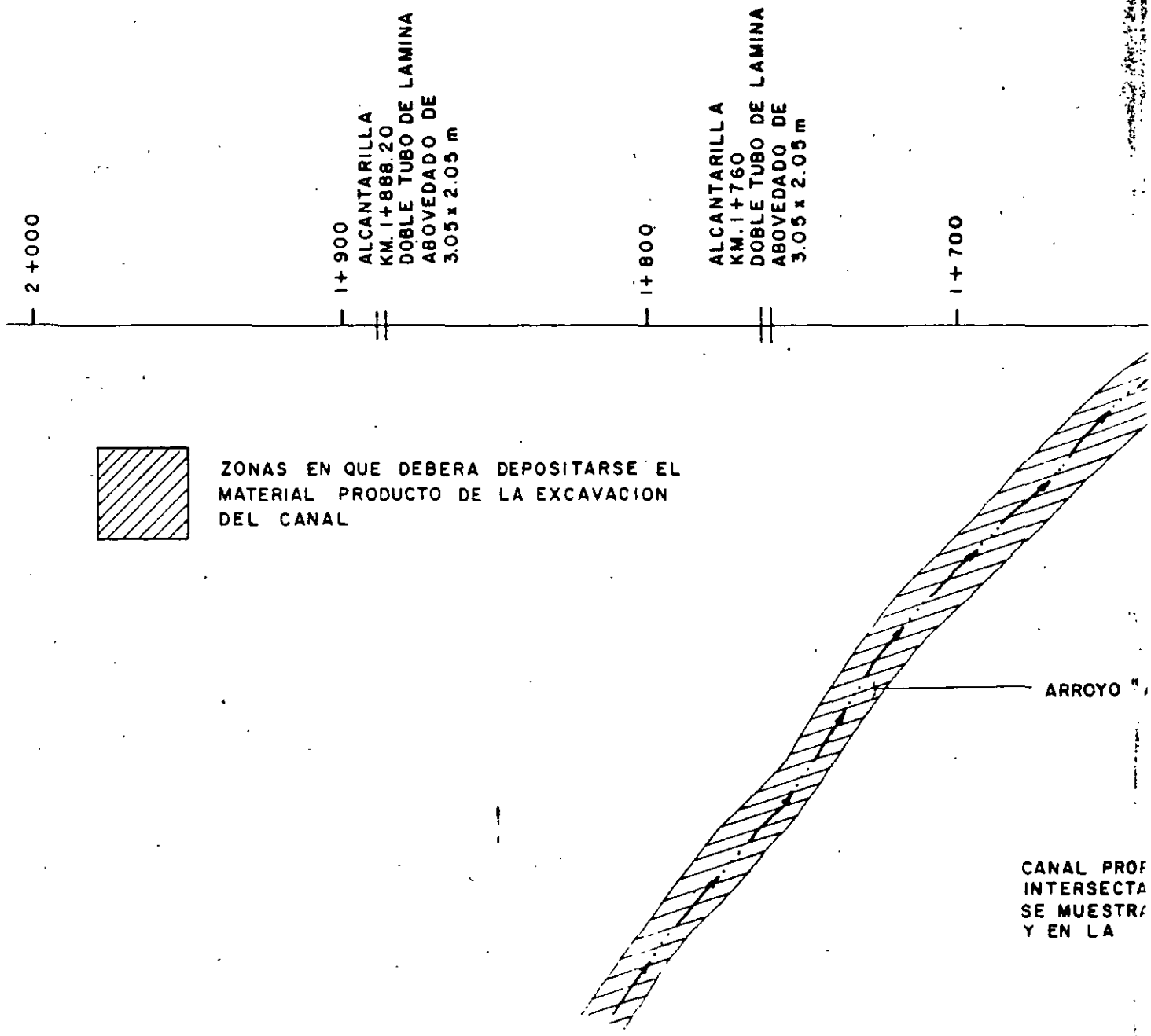


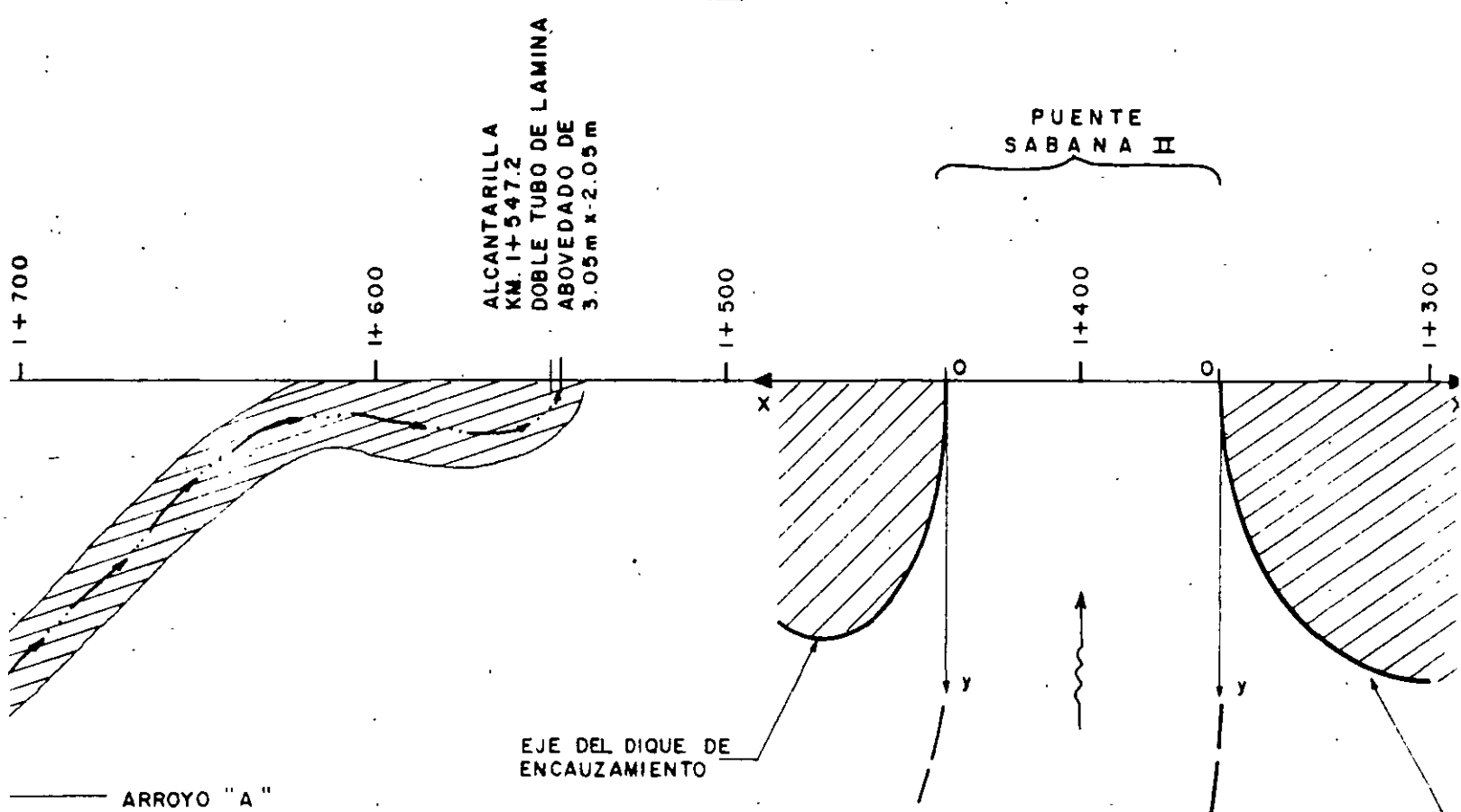
Figura XV-9. Diversas formas de protección contra la socavación de los terraplenes de acceso y las pilas de los puentes (Ref. 8).



P L A N T A

ESC. 1. 2000

FIGURA 6.- UBICACION.

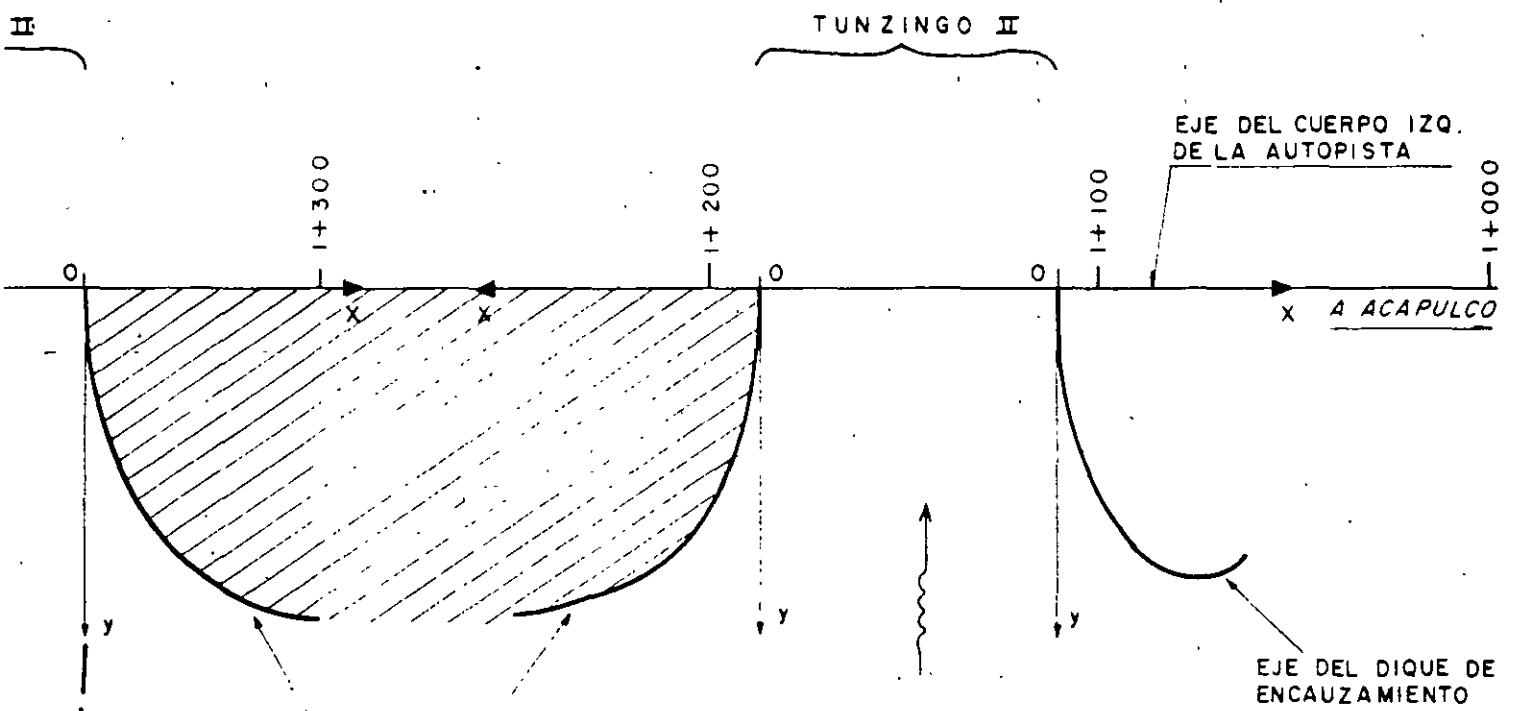


CANAL PROPUESTO SE PROLONGA HASTA INTERSECTAR EL ARROYO "A". SU UBICACION SE MUESTRA EN LA FOTOGRAFIA AEREA II Y EN LA FIGURA 3.

X	Y
0	0
5	39.0
10	53.0
15	62.0
20	68.2
25	72.1
30	74.3
34	74.8
48	69.0

X	Y
0	0
5	39.0
10	53.0
15	62.0
20	68.2
25	72.1
30	74.0
40	80.0
50	85.0

LOCALIZACION DE LOS



EJE DE LOS DIQUES DE ENCAUZAMIENTO

X	Y
0	0
5	39.0
10	53.0
15	62.0
20	68.2
25	72.1
30	74.0
40	80.0
50	85.0

X	Y
0	0
5	39.0
10	53.0
15	62.0
20	68.2
25	72.1
30	74.0
40	80.0
50	85.0

X	Y
0	0
5	39.0
10	53.0
15	62.0
20	68.2
25	72.1
30	74.3
34	74.8
48	69.0

ON DE LOS EJES DE LOS DIQUES DE ENCAUZAMIENTO

UESTOS (VER FIGURAS 7 A 9)



## BIBLIOGRAFIA

1. S.A.R.H., ENVOLVENTES DE GASTOS MÁXIMOS PROBABLES PARA LA REPÚBLICA MEXICANA., 1979.
2. SPRINGALL GALINDO, R., DRENAJE EN CUENCAS PEQUEÑAS., INSTITUTO DE INGENIERÍA. UNAM, No. 143 ENERO 1969..
3. SPRINGALL GALINDO, R., ANÁLISIS ESTADÍSTICO Y PROBABILÍSTICO DE DATOS HIDROLÓGICOS. CAPÍTULO 8 HIDROLOGÍA, FAC. DE INGENIERÍA. UNAM, 1975.
4. SPRINGALL GALINDO, R., HIDROLOGÍA 1ª PARTE, INSTITUTO DE INGENIERÍA UNAM, No. D7, ABRIL 1970.
5. RECURSOS HIDRÁULICOS. VOL. VI, NÚMERO 2, 1977,.
6. S.A.H.O.P., MANUAL DE DRENAJE PARA CAMINOS RURALES, 1982.
7. C.F.E., MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES. HIDROTECNIA, SECCIÓN A, TEMA 2 (HIDRÁULICA), CAP. 11 (HIDRÁULICA FLUVIAL).
8. MAZA ALVAREZ, J. A., SOCAVACIÓN EN CAUCÉS NATURALES, INSTITUTO DE INGENIERÍA. UNAM, No. 177, JUNIO 1977.
9. CHOW, V.T., OPEN CHANNEL HYDRAULICS, ED. MC. GRAW HILL, E.U.A., 1962.
10. SOTELO AVILA, G. HIDRÁULICA GENERAL, ED. LIMUSA, 1976.
11. LINSLEY, KÖHLER Y PAULUS. HIDROLOGÍA APLICADA, ED. LIMUSA. 1980.

12. NEILL, C. R., GUIDE TO BRIDGE HYDRAULICS, 1ª Ed. PROYECT COMMITTEE ON BRIDGE HYDRAULICS, ROAD AND TRANSPORTATION ASSOCIATION OF CANADA.
13. S.C.T. SEMINARIO DE DRENAJE, TEMA 4: MÉTODOS HIDROLÓGICOS PARA PREVISIÓN DE ESCURRIMIENTOS, 1984.
14. BENSON, M. A. MEASUREMENT OF PEAK DISCHARGE BY INDIRECT METHODS, TECHNICAL NOTE No. 90, WORLD METEOROLOGICAL ORGANIZATION, 1968.
15. SPRINGALL GALINDO, R., ESCURRIMIENTO EN CUENCAS GRANDES, INSTITUTO DE INGENIERÍA. UNAM, No. 146, 1967.
16. SOTELO AVILA, G., APUNTES DE HIDRÁULICA II, FAC. DE INGENIERÍA UNAM, 1976.
17. ATALA BARRERO, G., EFECTO DE REMANSO PRODUCIDO POR EL ESTRECHAMIENTO DE UN CAUCE, TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL, UNAM, 1980.
18. MONFORTE OCAMPO, A. M., SOCAVACIÓN LOCAL EN PILAS, TRABAJO PARA OBTENER EL GRADO DE MAESTRÍA EN INGENIERÍA, UNAM, 1980.
19. S.A.R.H. ATLAS DE ISOYETAS MEDIAS ANUALES.
20. GRAF, H. HIDRAULICS OF SEDIMENT TRANSPORT, ED. Mc. GRAW HILL Co., E.U.A., 1971.
21. SHEN, H. W., RIVER MECHANICS, FORT COLLINS COLORADO, E.U.A., 1971 (VOLS. 1, 2 Y 3)
22. MAHMOOD, K. Y YERJEVICH, V. UNSTEADY FLOW IN OPEN CHANNELS, VOLS. 1 Y 2, RESOURCES PUBLICATIONS, E.U.A., 1968.

23. RAUDKIVI, LOOSE BOUNDARY HYDRAULICS, ED. PERGAMON, E.U.A.
24. WIEGEL, R. OCEANOGRAPHICAL ENGINEERING, ED. PRENTICE HALL, E.U.A., 1964.
25. CUSTODIO E. Y LLAMAS M. R., HIDROLOGÍA SUBTERRÁNEA, ED. OMEGA, VOLS. 1 Y 2, ESPAÑA, 1975.
26. S.O.P. DRENAJE PARA CAMINOS DE MANO DE OBRA, (COORDINADOR: ING. JORGE RUBIO PALACIOS), 1973.
27. GUERRERO Y GAMA, V., PUENTES., 1957.
28. MOSQUEIRA R. S., MANUAL DE DRENAJE DE CAMINOS, 1952.
29. SABORIO ULLOA, J., ESTUDIO DE CAMPO DE LOS RÍOS PARA EL PROYECTO DE PUENTES, 1959.
30. CONSTRUCCIONES FLUVIALES. MANUALES PARA INGENIEROS, (EDICIÓN ESPAÑOLA)
31. KRININE D. P. Y JUDD W. R., PRINCIPIOS DE GEOLOGÍA Y GEOTECNIA PARA INGENIEROS, ED. OMEGA, 1972.
32. HERNÁNDEZ R., ATALA, G., MONFORTE A., EFECTO DE REMANSO POR ESTRECHAMIENTOS CON RÉGIMEN SUPERCRÍTICO, VI CONGRESO NACIONAL DE HIDRÁULICA, MÉRIDA, YUC., 1980.
33. GALINDO, L., ATALA, G. Y MONFORTE, A., COMENTARIOS ACERCA DEL MÉTODO DE LISCHTUAN - LEVEDIEV PARA EL CÁLCULO DE LA SOCAVACIÓN GENERAL, XIII REUNIÓN NACIONAL DE MECÁNICA DE SUELOS, VOL. 1, MAZATLÁN, SIN. 1986.

34. JUÁREZ, E., Y RICO, A., MECÁNICA DE SUELOS, TOMO III. ED. LIMUSA, 1980. \_\_\_

35. MAZA, J.A., Y GARCÍA FLORES M., HIDRODINÁMICA. BASES PARA HIDRÁULICA FLUVIAL. SERIES DEL INSTITUTO DE INGENIERÍA No. D - 20, UNAM, MAYO 1984.

36. ETCHARREN, G. R., MANUAL DE CAMINOS VECINALES. ASOCIACIÓN MEXICANA DE CAMINOS Y REPRESENTACIONES Y SERVICIOS DE INGENIERÍA S. A., MÉXICO, 1972.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.  
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

**CURSOS INSTITUCIONALES**

**INSPECCION, MANTENIMIENTO Y REHABILITACION DE PUENTES  
(IMPARTIDO POR ESTA DIVISION Y EL IMT)**

**del 27 de octubre al 7 de noviembre de 1997**

**DIRECTORIO DE ALUMNOS**

**ING. ACOSTA JUAREZ GUMARO  
S.C.T.**

**Ingeniero Químico  
Av. Coyoacán 1895, Col. Acacias  
México, D. F.  
Tel: 5 24 72 85**

**ING. AGUILAR PEREZ ANDRES  
ENEP ARAGON  
Estudiante**

**Rancho Seco S/N, Bosques de Aragón  
Cd. Nezahualcoyotl, Edo. de México.  
Tel: 771 37 59**

**ING. ANAYA FEREGRINO NOE  
ENEP ARAGON  
Estudiante**

**Av. Rancho Seco S/N, Cd. Nezahualcoyotl  
Tel: 7 55 44 16**

**ING. ARAIZA RODRIGUEZ JOSE LUIS  
S. C. T.**

**Residente de Puentes  
Voulevard Luis D. Cocasio S/N  
C. P. 82081, Pachuca, Hgo.  
Tel: 3 27 93**



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.  
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

**ING. BANDALA HERNANDEZ ROSALIAÇ  
ENEP ARAGON**

**Estudiante**

**Racho Seco S/N, Fracc. Bosques de Aragón  
Cd. Nezahualcoyotl, Edo. de México  
Tel: 766 49 17**

**ING. BARRIENTOS CARDENAS JUAN ANTONIO  
S.C.T.**

**Aux. de la Residencia de Puentes  
Federalismo 431 Sur, C.P. 80200  
Culiacán, Sinaloa  
Tel: 14 22 70 y 14 49 07**

**ING. BAZ UC WILLIAM  
S.C.T.**

**Residente de Obra  
Km. 2:5, Carre. Chichi Suárez  
Mérida, Yuc.  
Tel. 86 35 41**

**ING. BELTRAN VAZQUEZ EDGAR JOSE  
S. C. T.**

**Subresidente de Obra  
Jenova Esq. JJ. Siordia, Nueva Italia  
Chetumal, Quintana Roo  
Tel: 2 84 57**

**ING. BRAMBILA RIVERA FERNANDO  
S.C.T.**

**Residente de Coservación de Puentes  
Carr. Xalapa-Ver, Las Animas, Xalapa  
Tel: 91 29 12 52 58**

**ING. CAMACHO GARCIA ARMANDO  
S.C.T.**

**Supervisor y Revisor de Estudios  
Carr. a Bahía de Kino Km. 4.5, El Llano  
C.P. 83210, Hermosillo, Son.  
Tel: 18 25 71**



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.  
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

**ING. CAMPOS MARTINEZ BENJAMIN  
ENEP. ARAGON**

**Especialización en Puentes  
Rancho Seco S/N, Bosques de Aragón,  
Neza, Estado de México  
Tel: 7 66 08 15**

**ING. CRISTOBAL ESTRADA EMETERIO  
S.C.T.**

**Residente de Obra  
Genaro Codina 295, López Velarde  
Guadalupe, Zacatecas.  
Tel: 3 08 08**

**ING. DAVALOS LOPEZ JUAN ANTONIO  
S.C.T.**

**Residente de Puentes  
Av. Industrial  
San Luis Potosi, S. L. P.  
Tel: 24 70 26**

**ING. DUARTE CAMACHO DAVID  
S.C.T.**

**Auxiliar Jefe de Laboratorios  
Chechen y Boulevard Agustin Olachea Km. 21  
Las Garzas, C.P. 23060, La Paz, B. C. S.  
Tel: 219 67 y 210 46**

**ING. ESPINOSA HERNANDEZ FERNANDO  
S.C.T.**

**Ing. Especialista  
Perif. Luis Echeverria 1320, 3er. Piso,  
Colonia Centro, C.P. 25000, Saltillo, Coah.  
Tel: (84) 30 13 16**

**ING. ESPINO MARES EDMUNDO AGUSTIN  
S.C.T.**

**Supervisor de Programas y Proyectos  
B. Juárez y Corregidora, Edif. Federal  
C.P. 67100, Guadalupe Nuevo León  
Tel: 01 (8) 355 55 39**



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.  
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

**ING. ESTRADA LUNA JOSE LUIS  
S.C.T.**

**Aux. Unidades de Estudio y de Laboratorios  
Julio Díaz Torve 110, Cd. Industrial  
C. P. 20290, Aguascalientes, Ags.  
Tel: 71 02 07**

**ING. GARCIA FRANCO CARLOS ALBERTO  
S.C.T.**

**Jefe de Area de Proyectos  
Av. Federalismo 431 Sur, Recursos Hidráulicos  
C.P. 80200, Culiacán, Sin.  
Tel: 14 13 24**

**ING. GARCIA REYES ANDRES  
ENEP. ARAGON**

**Especialización en Puentes  
Rancho Seco S/N, Fracc. Bosques de Aragón  
Nezahualcoyotl, Edo. de México  
Tel: 766 49 17**

**ING. GOMEZ AMANDO ANTONIO  
S.C.T.**

**Subdirector de Supervisión de Obras  
Altadena 23, Col. Nápoles  
C.P. 03810, México, D. F.  
Tel:  
1 01 20**

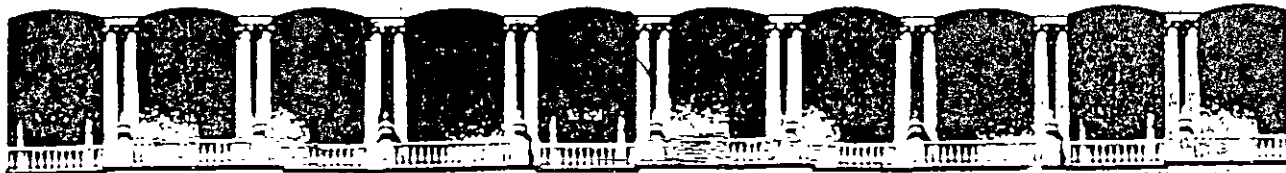
**ING. GUEVARA ESTRADA ROBERTO  
S.C.T.**

**Aux. de la Residencia de Puentes  
Carr. Mex. P. Negras, Valle de las Flores  
Saltillo, Coah.  
Tel: 30 11 35**

**ING. HERNANDEZ BENAVIDES FERNANDO  
ENEP. ARAGON**

**Estudiante  
Bosques de Suiza 106, Fracc, Bosques de Aragón  
C.P. 57170, Nezahualcoyotl, Edo. de Méx.  
Tel. 766 49 17**





**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.  
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

**ING. HERNANDEZ MEJIA JUAN**  
UNIDAD DE AUTOPISTAS DE CUOTA  
Supervisor de Conservación  
Dr. Barragan 635, Col. Narvarte  
México, 03020, D. F.  
Tel: 530 24 31

**ING. HERNANDEZ VEGA MARCO ANTONIO**  
S.C.T.  
Técnico Superior  
Av. de la Juventud S/N, Col. Burocrata  
C.P. 39090, Chilpancingo, Gro.  
Tel: 01 747 2 35 53

**ING. HERRERA-SOTELO LUIS EDUARDO**  
ENEP. ARAGON  
Especialización en Puentes  
Hda. Rancho Seco S/N, Col. Impulsora  
Nezahualcoyotl, Edo. de Méx.

**ING. JIMENEZ ACEVEDO RAUL GUADALUPE**  
S.C.T.  
Auxiliar Técnico  
Altadena 23, Col. Nápoles  
México 03810, D. F.  
Tel: 687 61 99 Ext.: 297

**ING. KU TUN JOSE LUIS**  
ENEP ARAGON  
Especialización en Puentes  
Hda. Rancho Seco S/N, Col. Impulsora  
Nezahualcoyotl, Edo. de Méx.  
Tel: 731 86 99

**ING. LOPEZ LECHUGA JOSE MIGUEL**  
ENEP. ARAGON  
Sanmarqueña 5, Col. Benito Juárez  
C.P. 57000, Nezahualcoyotl, Edo. de Méx.  
Tel: 742 42 10



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.  
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

**ING. MACIAS ZACARIAS CARLOS**  
ENEP-ARAGON  
16 de Septiembre 6, Col. San Marcos Nepantla  
C.P. 55800, Teotihuacán, Edo. de Méx.

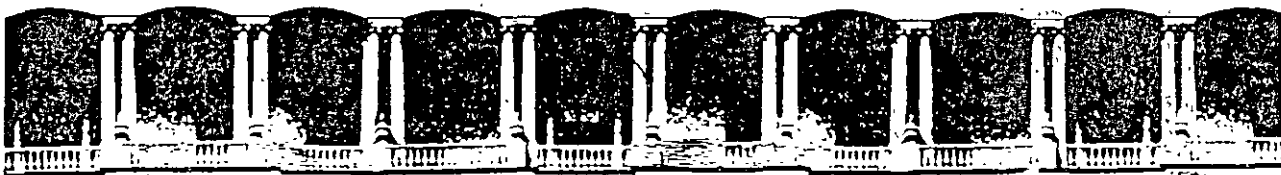
**ING. MARTINEZ ZUÑIGA MARIO ALBERTO**  
S.C.T.  
Residente de Supervisión  
Belice 2, Arroyo del Paramo  
Uruapan, Mich.  
Tel: 831 33

**ING. MAYNEZ GRAJALES ALBERTO RAUL**  
S.C.T.  
Técnico Medio  
Altadena 23, 8o. Piso, Col. Nápoles  
C.P. 03810, México, D. F.  
Tel: 687 61 99 Ext. 100

**ING. MENEZ CRUZ RODOLFO**  
S.C.T.  
Jefe de Unidad de Estudios  
Av. Misión Sal Alfonso 3144,  
Misión del Valle  
C.P. 21377, Mexicali, B. C.  
Tel: 61 92 78

**ING. MORENO PORRAS GENARO JAVIER**  
S.C.T.  
Residente de Obra  
Av. Constituyentes 174 Pte., Col. Moderna  
C.P. 76000, Querétaro, Qro.  
Tel: 01 (42) 16 18 72

**ING. OLVERA CORONA MARTIN**  
S.C.T.  
Encargado de la Unidad de Estudios  
Esq. Insurgentes y Oaxaca  
C.P. 63000, Tepec, Nayarit  
Tel: 91 (32) 13 68 44 Ext. 282



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.  
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

**ING. ORTEGA RIOS WOLFRIDO**

**ENEP. ARAGON**

**Iturbida 15, Colonia Anahuac, 1a. Secc.**

**C.P. 55885, Acolman, Edo. de México.**

**Tel: (915-95) 7 28 39**

**ING. ORTIZ TAPIA SERGIO**

**ENEP. ARAGON**

**Edo. de Coahuila 135, Col. Providencia**

**C.P. 07550, México, D. F.**

**Tel: 1 20 56 86**

**ING. PEREGRINA NORIEGA RICARDO**

**S.C.T.**

**Residente**

**Lázaro Cardenas 4040, Col. Chapalita**

**Zapopan, Jalisco**

**Tel: 91 (3) 629 50 61**

**ING. QUINTERO FLORES JUAN MANUEL**

**DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS FEDERALES**

**Supervisor Técnico (Proyectista)**

**Altadena 23, Col. Nápoles**

**C.P. 03810, México, D.F.**

**Tel: 687 61 99 Ext. 119**

**ING. QUIROZ CAMARGO C. RAMON**

**DIRECCION GENERAL DE CONSERVACION DE CARRETERAS**

**Profesionista Dictaminador**

**Magdalena 21, Colonia del Valle**

**México, D. F.**

**Tel: 783 94 92**

**ING. RIVAS SALGADO JOSE**

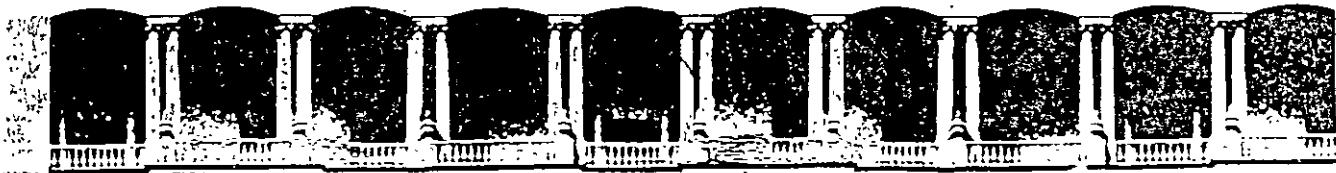
**S.C.T.**

**Aux. de Residente**

**Carr. Piámides 15, Col. Purificación**

**San Juan Teotihuacán, Edo. de Méx.**

**Tel: 91 595 6 28 46**



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.  
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

**ING. ROJAS SANCHEZ ZULLY**

**CAMPUS ARAGON**

**Calle 12 No. 80, Col. Juárez Pantitlán  
C.P. 57460, Nezahualcoyotl, Edo. de Méx.**

**Tel: 756 13 39**

**ING. REYES ZARAGOZA EDUARDO**

**ENEP, ARAGON**

**Estudiante de Especialización de Puentes**

**Av. R, Seco S/N, Col. Impulsora**

**C.P. 57000, Neza,**

**Tel: 730 30 02**

**ING. RUIZ SERRANO JOSE SAMUEL**

**S.C.T.**

**Residente de Obra**

**Libramiento Nte. Poniente**

**Morelia, Mich.**

**Tel: 43 27 34 58 y 59**

**ING. SILES ROJAS JORGE**

**S.C.T.**

**Aux. de la Unidad de Estudios**

**Leandro Valle 303, Col. Centro**

**C.P. 50070, Toluca, México**

**Tel: (9172) 14 24 09 14 29 13**

**ING. TELLEZ ESCAMILLA FENANDO**

**S.T.C.**

**Proyectista**

**Av. Coyoacán 1895, Col. Acacias**

**C.P. 03240, México, D. F.**

**Tel: 524 92 65 Ext. 312**

**ING. VALVERDE OCHOA SALVADOR**

**S.C.T.**

**Técnico Superior**

**Rio Papaloapan 222, Fracc. Valle Alegre**

**C. P. 34120, Durando, Dgo.**

**Tel: 12 69 00**



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.  
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

ING. VAZQUEZ CALDERON LUIS MIGUEL  
S.C.T.  
Analista  
Altadena 26, Col. Nápoles  
C.P. 03810, México, D. F.  
Tél: 687-61 99 Ext. 103

ING. YAH CIME JOSE FRANCISCO  
S.C.T.  
Jefe de la Unidad de Estudios  
Av. Venustiano Carranza S/N, Col. Nueva Italia  
Chetumal, Quintana Roo  
Tél: 221-86

ING. VAZQUEZ CALDERON LUIS MIGUEL  
S.C.T.  
Analista  
Altadena 26, Col. Nápoles  
C.P. 03810, México, D. F.  
Tél: 687-61 99 Ext. 103

ING. YAH CIME JOSE FRANCISCO  
S.C.T.  
Jefe de la Unidad de Estudios  
Av. Venustiano Carranza S/N, Col. Nueva Italia  
Chetumal, Quintana Roo  
Tél: 221-86

ING. VAZQUEZ CALDERON LUIS MIGUEL  
S.C.T.  
Analista  
Altadena 26, Col. Nápoles  
C.P. 03810, México, D. F.  
Tél: 687-61 99 Ext. 103