

31

2ej.

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA
DE MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
CAMPUS ARAGON

"REFORZAMIENTO Y REPARACION DEL PUENTE
TUNZINGO LOCALIZADO EN EL ESTADO
DE GUERRERO"

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A :

MARGARITO MATAMOROS TOVAR

ASESOR DE TESIS ING MANUEL MARTINEZ ORTIZ

MEXICO.

1998.

TESIS CON
FALLA DE CUBIERTA

159602



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

DEDICATORIA

Con sincero agradecimiento dedico esta Tesis a personas a quien estimo mucho.

A mis Padres: Filomeno Matamoros Castañeda
Ma. Dolores Jovar Pedraza
"Por darme la Vida y creen en Mi"

A mis Hermanos (as): Alejandro, Paula, Teresa, Filomeno, y Juan Carlos
"Por su apoyo incondicional"

A los compañeros de trabajo, de Especialistas en Puentes y Construcción S. A. de C. U.
"Por la ayuda para la realización de la presente Tesis"

Al Ing. Manuel Martinez Ortiz
"Por dirigir mi trabajo de Tesis"

A la U. N. A M Plantal E. N. E. P. - ARAGÓN
"Por Brindarme la Oportunidad de Estudiar"

A los compañeros de la E. N. E. P. - ARAGÓN
Miguel Hernandez Longino
Jose Ramires Rosas
Eriberto Maldonado Sarmiento

ÍNDICE GENERAL

	PAG.
INTRODUCCIÓN	1
CAPITULO I.- GENERALIDADES	4
1.1 INTRODUCCIÓN	5
1.1.1 ALCANCES	5
1.1.2 PROPÓSITO	6
1.1.3 APLICACION	6
1.2 DESCRIPCIÓN DE LA INSPECCIÓN DE PÜENTES	6
1.2.1 REALIZACIÓN DE LA INSPECCIÓN DE PUENTES	6
1.3 TIPO DE DAÑO ENCONTRADO EN LA INSPECCIÓN DE PUENTES	10
1.4 MECANISMOS DE DAÑO	12
1.4.1 GENERALIDADES	12
1.4.2 DEFICIENCIAS ESTRUCTURALES	12
1.4.2.1 GRIETAS ESTRUCTURALES) EN LOS MIEMBROS DE CONCRETO	12
1.4.2.2 LA DESVIACIÓN Y LOS MOVIMIENTOS DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES EN DIFERENTES DIRECCIONES	13
1.4.2.3 FRACTURA / APLASTAMIENTO	13
1.4.2.4 PROBLEMAS ESTRUCTURALES EN COMPONENTES DE ACERO	14
1.4.3 GRIETAS ESTRUCTURALES EN LOS MIEMBROS DE CONCRETO	14
1.4.3.1 TIPOS DE GRIETAS ESTRUCTURALES	14
1.4.4 GRIETAS ESTRUCTURALES, EJEMPLOS	23
1.5 GRIETAS NO ESTRUCTURALES EN EL CONCRETO	33
1.5.1 GRIETAS DE CONTRACCIÓN (DESECAMIENTO)	33
1.5.2 GRIETAS TÉRMICAS (HIDRATACIÓN)	35
1.5.3 GRIETAS DEBIDAS A LA CONTRACCIÓN PLÁSTICA	35
1.5.4 GRIETAS DEBIDO AL ASENTAMIENTO PLÁSTICO	37
1.6 CORROSIÓN	38
1.6.1 INDICACIÓN DE LA CORROSIÓN	38
1.6.2 CARBONATACIÓN	39
1.6.3 SALES	41
1.6.4 CARBONATACIÓN Y SALES	43
1.6.5 PROPAGACIÓN DE LA CORROSIÓN	44
1.6.6 PRODUCTOS DE CORROSIÓN Y RAZÓN DE CORROSIÓN	46
1.6.7 CORROSIÓN LOCAL / GENERAL	47
1.7 REACCIONES ALCALINO - SILICAS	52
1.8 ATAQUE DE SULFATO	54
1.9 EROSIÓN / SOCAVACIÓN	56

CAPITULO II.- REVISIÓN DE LA CAPACIDAD ESTRUCTURAL

II.1	EVALUACIÓN DE LA CAPACIDAD DE CARGA	60
II.1.1	GENERALIDADES	60
II.1.1.1	TIPOS DE CARRETERA	61
II.1.2	CARGAS	61
II.1.2.1	VEHÍCULOS EMPLEADOS EN LA REVISIÓN DE LA CAPACIDAD DE CARGA	61
II.1.2.2	POSICIÓN DE TRANSPORTES PESADOS CON RESTRICCIONES DE TRÁFICO	61
II.1.2.3	COMBINACIONES DE CARGA	64
II.1.2.4	FACTOR DE CARGA	65
II.1.2.5	IMPACTO	65
II.1.3	ANÁLISIS ESTRUCTURAL	65
II.1.4	RESISTENCIAS LOCALES	66
II.1.4.1	RESISTENCIA DEL CONCRETO	66
II.1.4.2	RESISTENCIA DEL ACERO DE REFUERZO	67
II.1.4.3	RESISTENCIA DEL CONCRETO A LA FLEXIÓN	67
II.1.4.4	RESISTENCIA DEL CONCRETO AL CORTANTE	67
II.1.4.5	COLUMNAS DE CONCRETO	67
II.1.4.6	RESISTENCIA DEL ACERO ESTRUCTURAL	67
II.1.4.7	RESISTENCIA DE CONEXIONES SOLDADAS	68
II.1.4.8	FACTOR DE RESISTENCIA	68
II.1.5	ESTADO LIMITE DE SERVICIO, CONCRETO	69
II.1.6	CLASIFICACIÓN DE LA CAPACIDAD DE CARGA	69
II.1.6.1	FACTOR DE CLASIFICACIÓN, FR	69
II.1.6.2	CLASIFICACIÓN DE PUENTES	70
II.1.6.3	SISTEMA DE PUENTES MEXICANOS, SIPUMEX	70
II.1.7	RESISTENCIA A LA CARGA VIVA CON RESTRICCIONES DE TRÁFICO	71
II.1.7.1	RESISTENCIA POR CARGA VIVA	71
II.1.7.2	ANCHO DE DISTRIBUCIÓN	71
II.1.7.3	PROBLEMAS LOCALES	71

CAPITULO III.- ANALISIS DE REFORZAMIENTO

III.1	CAPACIDAD AL CORTANTE, CONCRETO	73
III.1.1	CAPACIDAD AL CORTANTE, ANALOGÍA DE LA ARMADURA	73
III.1.1.1	ESFUERZO NOMINAL DE CORTANTE	73
III.1.1.2	RESISTENCIA AL CORTANTE	75
III.1.1.3	DOBLADO DE LAS BARRAS	77
III.1.1.4	ESFUERZO DE COMPRESIÓN EN EL CONCRETO	77
III.1.1.5	REFUERZO LONGITUDINAL	78
III.1.1.6	ANCLAJE DEL REFUERZO LONGITUDINAL	79
III.1.1.7	CAPACIDAD DE ANCLAJE	79
III.1.1.8	ESFUERZOS EN EL CONCRETO, APOYO	81
III.1.2	CORTANTE / FLEXIÓN COMBINADAS	81

TESIS : "REFORZAMIENTO Y REPARACIÓN DEL PUENTE TUNZINGO LOCALIZADO EN EL ESTADO DE GUERRERO"

III.1.3 CAPACIDAD DE CORTANTE, VIGAS Y LOSAS NO REFORZADAS POR CORTANTE	83
III.1.4 CAPACIDAD AL CORTANTE, JUNTAS DE CONSTRUCCIÓN	83
III.2 CORTANTE, ESTADO LÍMITE DE SERVICIO	85
III.2.1 CÁLCULO DE ESFUERZOS EN LOS ESTRIBOS	85
III.3 CÁLCULO DEL ANCHO DE LA GRIETA, CONCRETO	86
III.3.1 ANCHO DE LA GRIETA, TENSIÓN	86
III.3.2 ANCHO DE LA GRIETA, FLEXIÓN	89
III.3.3 ANCHO DE GRIETA, CORTANTE	91
III.4 DISEÑO SÍSMICO	92
III.4.1 GENERALIDADES	92
III.4.2 COMPONENTES A SER CONSIDERADOS	92
III.4.3 ZONAS DE ACTIVIDAD SÍSMICA	92
III.4.4 TIPOS DE PERFIL DE SUELO	93
III.4.5 CLASIFICACIÓN DE ESTRUCTURAS	95
III.4.6 ESPECTROS DE ACELERACIÓN PARA DISEÑO	95
III.4.7 REQUISITOS DE ANÁLISIS PARA EFECTOS SÍSMICOS	96
III.4.7.1 PUENTES DE CLARO ÚNICO	96
III.4.7.2 PUENTES DE CLARO-MÚLTIPLE	97
III.4.8 FACTORES DE MODIFICACIÓN DE RESPUESTA	98
III.4.9 FUERZAS DE ARTICULACIÓN INELÁSTICA	99
III.4.10 REQUISISTOS DE DESPLAZAMIENTO MÍNIMOS	99
III.4.11 REQUISITOS DE CONSTRUCCIÓN	100
III.5 SOCAVACIÓN Y PROTECCIÓN CONTRA LA MISMA	102
III.5.1 SOCAVACIÓN	102
III.5.1.1 GENERALIDADES	102
III.5.1.2 ARRASTRE DE SEDIMENTO	102
III.5.1.3 VELOCIDAD CRÍTICA	104
III.5.2 PROFUNDIDAD DE SOCAVACIÓN	104
III.5.2.1 PROFUNDIDAD DE SOCAVACIÓN EN FLUJO ALTERADO	104
III.5.2.2 SOCAVACIÓN EL PILAS DE PUENTE	104
III.5.3 PROTECCIÓN CONTRA SOCAVACIÓN	106
III.5.3.1 GENERALIDADES	106
III.5.3.2 PROTECCIÓN DEL LECHO DEL RÍO	106
III.5.3.3 PROTECCIÓN DE PILAS DE PUENTE	107
III.5.3.4 CONSTRUCCIÓN DE LA PROTECCIÓN	107
CAPITULO IV.- REPARACIÓN DE LA ESTRUCTURA	
IV.1 EVALUACIÓN Y DISEÑO DE REHABILITACIÓN	110
IV.1.1 ESTRATEGIA DE REPARACIÓN	110
IV.1.2 MARCAS DE CLASIFICACIÓN PARA PRIORIDAD	110

TESIS : "REFORZAMIENTO Y REPARACIÓN DEL PUENTE TUNZINGO LOCALIZADO EN EL ESTADO DE GUERRERO"

IV.1.3	COSTOS, AÑO DE REPARACIÓN	110
IV.1.4	INFORMACIÓN DE INSPECCIÓN	110
IV 2	REPORTE	111
IV.2.1	GENERALIDADES	111
IV.2.2	RESUMEN	111
IV.2.3	MOTIVO DE LA INSPECCIÓN ESPECIAL	111
IV.2.4	DOCUMENTOS DE APOYO	112
IV.2.5	REGISTROS	112
IV.2.6	EVALUACIÓN DE REGISTROS	112
IV.2.7	ESTRATEGIAS DE REPARACIÓN	113
IV.2.8	RECOMENDACIÓN DE SECUENCIA DE ACTIVIDADES	113
IV.2.9	REPORTE DE INVENTARIO E INSPECCIÓN PRINCIPAL	114
IV.2.10	PLANOS O CROQUIS CONSTRUCTIVOS	114
IV.2.11	CROQUICES	114
IV.2.12	RESULTADOS DE PRUEBAS DE CLORUROS	114
IV.2.13	FOTOS	115
IV.2.14	MACROANÁLISIS DE CORAZONES DE CONCRETO	115
IV.2.15	ANÁLISIS ECONÓMICO	115
IV.3	EVALUACIÓN DE DAÑOS	131
IV.3.1	GENERALIDADES	131
IV.3.2	DAÑOS POR CORROSIÓN	131
IV.3.2.1	CONSTRUCCIONES DE CONCRETO	131
IV.3.2.2	ATAQUE DE SULFATOS	132
IV.3.3	DEFICIENCIAS ESTRUCTURALES	132
IV.3.3.1	EVALUACIÓN DE LA CAPACIDAD DE CARGA	132
IV.3.3.2	FLEXIÓN, CORTANTE	132
IV.3.3.3	APOYOS Y JUNTAS DE CALZADA	133
IV.3.4	GRIETAS NO ESTRUCTURALES	134
IV.3.5	SOCAVACIÓN	134
IV.3.6	VIDA ÚTIL REMANENTE	134
IV.3.6.1	DAÑOS POR CORROSIÓN	134
IV.3.6.2	DEFICIENCIAS ESTRUCTURALES	136
IV.3.6.3	SOCAVACIÓN	136
IV.4	ESTRATEGIAS DE REABILITACION	136
IV.4.1	GENERALIDADES	136
IV.4.2	PLANES FUTUROS	137
IV.4.3	ESTRATEGIAS ALTERNAS	137
IV.4.4	MANTENIMIENTO PREVENTIVO	138
IV.4.5	EVALUACIÓN ECONÓMICA	139
IV.4.6	CONSIDERACIONES DEL TRÁNSITO	139
IV.4.7	AÑO DE REHABILITACIÓN	140
IV.5	DISEÑO DE REABILITACIÓN DOCUMENTOS Y PLANOS	141
IV.5.1	PROCEDIMIENTOS GENERALES	141

TESIS : "REFORZAMIENTO Y REPARACIÓN DEL PUENTE TUNZINGO LOCALIZADO EN EL ESTADO DE GUERRERO"

IV.5.2 BASES DE DISEÑO	142
IV.5.2.1 CARGAS, COMBINACIONES DE CARGAS Y FACTORES DE CARGA Y FACTORES DE CARGA	142
IV.5.2.2 ANÁLISIS ESTRUCTURAL	143
IV.5.2.3 RESISTENCIA A FLEXIÓN, CONCRETO	143
IV.5.2.4 RESISTENCIA A CORTANTE, CONCRETO	143
IV.5.2.5 COLUMNAS DE CONCRETO	143
IV.5.2.6 SECCIÓN RESISTENTE	143
IV.5.2.7 TRANSFERENCIA DE CARGA ENTRE CONCRETO NUEVO Y VIEJO	144
IV.5.2.8 CONTRACCIÓN	145
IV.5.2.9 DISEÑO Y DETALLADO	146
IV.5.2.10 RECUBRIMIENTO	146
IV.5.2.11 VARILLAS PROTEGIDAS CON EPÓXICO	146
IV.5.3 DISEÑO DE REHABILITACIÓN	146
IV.5.3.1 ENCAMISADO Y RECUBRIMIENTO GENERAL EN CONCRETO REFORZADO	146
IV.5.3.2 POSTENSADO DE PUENTES EXISTENTES	148
IV.5.3.3 ELEMENTOS ADICIONALES DE ACERO	150
IV.5.3.4 PEGADO DE PLACAS DELGADAS DE ACERO	150
IV.5.3.5 REPARACIÓN DE GRIETAS	151
IV.5.3.6 REPRACIÓN DE DAÑOS POR CORROSIÓN	152
IV.5.3.7 APOYOS	153
IV.5.3.8 JUNTAS DE CALZADA	153
IV.5.3.9 RECUBRIMIENTOS Y MEMBRANAS	154
IV.5.4 EJECUCIÓN	156
IV.5.4.1 CONCRETO COLADO IN-SITU	156
IV.5.4.2 CONCRETO LANZADO	157
IV.5.4.3 MORTEROS	157

CAPITULO V.- CATALOGO DE CONCEPTOS

V.1 ESPECIFICACIONES	159
V.1.1 ESPECIFICACIONES GENERALES PARA REHABILITACION DE PUENTES	159
V.1.1.1 TRABAJOS DE REPARACIÓN DEL CONCRETO	159
V.1.1.2 REEMPLAZO DE APOYOS	187
V.1.1.3 REPARACION Y REEMPLAZO DE JUNTAS DE CALZADA	189
V.1.2 ESPECIFICACIONES PARTICULARES	193
V.2 PLANOS	205
V.2.1 PROYECTOS DE REHABILITACIÓN TIPO	205
V.2.2 PLANOS COMPLEMENTARIOS	205
CONCLUSIONES	206
BIBLIOGRAFÍA	208

TESIS : "REFORZAMIENTO Y REPARACIÓN DEL PUENTE TUNZINGO LOCALIZADO EN EL ESTADO DE GUERRERO".

INTRODUCCIÓN

INTRODUCCIÓN.

El objetivo de esta tesis es ser una guía para preparar proyectos de reparación aplicado a un caso particular para evaluar elementos dañados y llevar a cabo los proyectos de reparación y reforzamiento en puentes.

Esta tesis está dirigida a los estudiantes de ingeniería civil, y al personal involucrado en el diseño y ejecución de trabajos de reparación y reforzamiento de puentes.

El explosivo crecimiento y desarrollo urbano de la República Mexicana, ha dado lugar a regular el peso, dimensionamiento y capacidad a que se deben sujetar los vehículos de autotransporte de pasajeros, de turismo y de carga que transiten en los caminos de jurisdicción federal, los cuales afectan las carreteras.

Dichas carreteras cuentan con puentes carreteros. Estos puentes, estructuralmente tienen una escasa capacidad de carga, comparándola con las actuales cargas que transitan en la red, por tal motivo se implanta en México un programa de inspecciones especiales la cual pronostica si un puente requiere de ser Reparado, Reforzado, Ampliado y/o sustitución total del puente

El Reforzamiento y Reparación es el tema principal de esta Tesis, la cual se desarrolla en cinco capítulos estos se describen a continuación.

En el capítulo I, se presentan los criterios generales que deberán seguir para la inspección de un puente, estos bienen seguidos de un antecedente cuantitativo de los daños mas frecuentes en puentes, así como los mecanismos de daños que los originan y sus respectivas figuras para su mejor entendimiento.

En el capítulo II, llamado revisión de la capacidad estructural, se presentan las especificaciones guía para la evaluación de la resistencia estructural del puente presentando la cargas de diseño actual para el diseño de puentes así también como para la revisión de capacidad de carga de puentes construidos antes de 1983.

En el capítulo III, se presentan los criterios de análisis de revisión de estructuras existentes como son capacidad al cortante del concreto cortante y flexión combinadas, calculo del ancho de grieta en el concreto, diseño contara los sismos, socavación en pilas y cauce, y protección contra la misma.

INTRODUCCIÓN.

En el capítulo IV, se describen las estrategias de evaluación de diseño de rehabilitación de daños, forma de llenar un reporte de inspección y presentación de un reporte fotográfico incluyendo la aplicación al puente en estudio.

En el último capítulo, catalogo de conceptos se presentan las especificaciones generales que deben de cumplir los materiales tales como el concreto y sus componentes, remplazo de apoyo (elemento mas deteriorado en un puente), reparación y reemplazo de juntas de calzada, incluyendo sus materiales, ejecución y control. Se presentan ejemplos de especificaciones particulares estas contienen de forma descriptiva la ejecución medición y bases de pago. Por ultimo se presenta un juego de planos ejecutivos tipo de reforzamiento y reparación del puente " Tunzingo".

CAPITULO I

GENERALIDADES

I.1 INTRODUCCIÓN

I.1.1 ALCANCES

La inspección de puentes es una investigación y evaluación detallada del daño a las propiedades y materiales de los elementos especificados. Los daños pueden ser debido al impacto ambiental (clima, el suelo salino etc.), el uso (mantenimiento insuficiente), diseño y errores de construcción, sobrecarga o similar.

Normalmente, las inspecciones de puentes se llevan a cabo de acuerdo con los resultados y las recomendaciones de la inspección principal. También se pueden iniciar a petición del Ingeniero Residente de Puentes, o los usuarios de camino.

El propósito de ejecutar las inspecciones de puentes es para determinar.

- El tipo de daño
- La extensión del daño
- La causa del daño

y

- Evaluar la necesidad de reparación y rehabilitación
- Establecer los daños para seleccionar la estrategia de reparación óptima.

La inspección de puentes incluye las mediciones de campo y la prueba de campo. Para este propósito, se requieren equipo y herramientas especiales.

El informe de la Inspección especial es una parte importante del material antecedente necesario para el diseño de los trabajos de reparación y rehabilitación.

La ejecución de las inspecciones de puentes involucra las evaluaciones y las decisiones de construcción in situ, basadas en el conocimiento y la experiencia.

Por consecuencia, no es posible prescribir un conjunto completo paso a paso de las instrucciones al ejecutante de la inspección de puentes. Las descripciones de esta Tesis solamente se consideran como lineamientos generales, criterios y ejemplos.

I.1.2 PROPÓSITO

El propósito de esta Tesis es

- 1.- Proporcionar los lineamientos generales para llevar a cabo la inspección de puentes, incluyendo:
 - La teoría sobre mecanismos de daños
 - Evaluación de daños, basados en la experiencia
- 2.- Describir el análisis económico para las estrategias de reparación

I.1.3 APLICACIÓN

Esta Tesis cubre todos los puentes bajo la administración de la D.G.C.C. / S.C.T. (Dirección General de Conservación de Carreteras) esto es, todos los puentes sobre la red federal de carreteras. Todas las carreteras no incluyen autopistas.

Una estructura es definida como un puente si una o ambas de las siguientes condiciones se cumplen:

- La longitud de claro es 6.0 metros o más
- La longitud total es 10.0 metros o más.

I.2 DESCRIPCIÓN DE LA INSPECCIÓN DE PUENTES

I.2.1 REALIZACIÓN DE LA INSPECCIÓN DE PUENTES

Las inspecciones de puentes son llevadas a cabo para determinar en detalle la naturaleza, extensión y causa del daño. La inspección de puentes puede darnos las bases necesarias para detallar el comportamiento del daño y la preparación del diseño de rehabilitación.

La inspección de puentes comprende las siguientes actividades.

- 1.- Planeación Primaria
- 2.- Planeación detallada de las pruebas
- 3.- Ejecución de las pruebas
- 4 - Localización del daño, causas y extensión basado en los resultados de la prueba
- 5.- Estrategias de solución para reparaciones relevantes
- 6 - Análisis económico de las estrategias
- 7.- Reportes

1.- Planeación Primaria

La mayor parte de la planeación primaria consiste en recopilar información sobre el puente (s) en cuestión. Esta información incluye:

- Reportes de inspección principal
- Planos ejecutivos
- Memorias de cálculo estructural
- Posible información sobre algunos eventos registrados durante el mantenimiento

2.- Planeación Detallada de las Pruebas

La planeación de tales pruebas realizadas en el puente se basan en la apreciación de hipótesis preliminares de la causa y extensión del daño

La planeación consiste en la selección de los métodos de prueba apropiados y decidir en que parte del puente se aplicarán dichas pruebas. El número de pruebas llevadas a cabo debe ser el suficiente para confirmar o rechazar la hipótesis y para determinar la cantidad de trabajos de reparación necesarios

Como regla general un sólo tipo de prueba no es suficiente para determinar la causa del daño. Otras pruebas deben ser llevadas a cabo para confirmar y complementar los resultados de las primeras pruebas.

Muchas veces la planeación de las pruebas son realizadas en dos o más etapas. Las pruebas pueden iniciar y sustentarse con un estudio de comprensión en un limitado número de muestras. El resultado de estas es utilizado para determinar la extensión final de las pruebas.

3.- Ejecución de las Pruebas

Las pruebas son llevadas a cabo de acuerdo a un plan y siguiendo los manuales de uso del equipo de prueba.

Es importante seguir el plan de pruebas y no dar conclusiones prematuras desde la obtención del resultado de las primeras pruebas.

Para la mayoría de las pruebas involucradas, se desarrollan formas preimpresas de resultados. El utilizar estas formas hacen más fácil comparar los resultados de inspección especial de diferentes puentes e inspecciones ejecutadas por diferentes ingenieros.

4.- Evaluación del Daño, Causas y Extensión

Si los métodos de prueba son bien seleccionados y aplicados, el resultado nos dará un cuadro confiable de las condiciones en las que se encuentra el puente, así como la causa y extensión del daño.

Sin embargo, no es posible fijar el conjunto de reglas que den respuestas no ambiguas, como el tipo de daño. Por esta razón es esencial que la evaluación de los daños (así como la planeación de las pruebas) sea llevada a cabo por ingenieros experimentados con un completo conocimiento de los mecanismos relevantes de daño y los métodos de prueba.

Para obtener un mejor enfoque de las condiciones del puente durante la inspección especial, es importante realizar una nueva inspección principal como parte de las actividades de esta. De esta forma la inspección principal modula el contenido de las pruebas y la mas exacta información sobre las condiciones del puente.

La nueva inspección principal es también requerida para cancelar el requerimiento de inspección especial en la previa inspección principal.

5.- Establecimiento de las Estrategias Relevantes de Reparación

Basado en los resultados de las pruebas y subsecuentes evaluaciones, estrategias relevantes de reparación son dadas. En la mayoría de los casos, son propuestas dos o tres diferentes estrategias :

- Reparación completa, llevar al puente a las condiciones estándar deseadas
- Reparación provisional, llevadas a cabo para proponer una reparación mayor/reconstrucción
- Ninguna obra, y permitiendo un mayor deterioro hasta que se presente una reconstrucción mayor o un reemplazo total.

El hacer una estrategia de reparación no solo incluye la elección de un método de reparación, sino que también describe el óptimo año de reparación, la situación del tráfico, antes, durante y después de la reparación, el costo estimado de la reparación y el posible costo de mantenimiento.

Cuando la lista de precios son implementadas, estas puede ser usadas para estimar el costo de reparación.

6.- Análisis Económico de las Estrategias

Como una ayuda en la elección de la estrategia de reparación óptima, se lleva a cabo un análisis económico para cada estrategia propuesta. Se usa el " Método del Valor Presente".

Si la reparación no es llevada a cabo en el tiempo debido, las condiciones del puente pueden introducir algunos costos al usuario del camino (costos de retraso y/o desviaciones), debido a que el puente puede ser cerrado (parcial o totalmente) por algún tiempo o pueden presentarse limitaciones de carga. Por tanto el posponer los trabajos de reparación, puede llevarnos al incremento de los costos de reparación y mantenimiento, debido a que el daño se incrementará.

Las consecuencias económicas de una estrategia de reparación, la cual es considerada, son los costos directos de los trabajos de reparación y mantenimiento también los costos incluidos al usuario del camino.

Dentro de la comparación de los costos, que ocurran en diferentes momentos, todas las cantidades serán descontadas respecto al mismo año (compensadas por los intereses e inflación). La suma de los valores descontados del costo de una estrategia es el valor presente de la misma. Por lo que la estrategia con menor valor presente es la más benéfica.

El análisis económico es la herramienta utilizada para elegir la óptima estrategia de reparación para el puente de que se trate.

7.- Reportes

Con el fin de facilitar la comparación de los reportes de inspecciones especiales, y no olvidar aspectos importantes de estas, los reportes deben de ser hechos usando una tabla fija de contenidos: olvidar aspectos importantes de estas, los reportes deben ser hechos usando una tabla fija de contenido:

- Resumen
- Motivo de (razón de) la inspección del puente.
- Antecedentes (lista de material antecedente, documentos, que se pueden poner a disposición para la inspección).
- Registros (extensión y localización de las pruebas, así como un resumen de los resultados).
- Evaluación de los registros (que se hacen a los registros que indican las causas y extensión de los daños, incluyendo el riesgo de futuros deterioros).
- Estrategias de reparaciones relevantes incluyendo costos estimados (estimación del cliente) y análisis económico.
- Recomendaciones de posteriores actividades (tales como: futuras investigaciones, monitoreo, trabajos de reparación).

Los reportes de inspección incluirán los siguientes aspectos relevantes:

- Impresiones del inventario e inspección principal con posibles revisiones
- Aspectos relevantes de los planos constructivos

- Lista para verificación de métodos de inspección
- Croquis
- Documentos de Registros
- Fotografías
- Análisis económico

I.3 TIPOS DE DAÑO ENCONTRADOS EN LA INSPECCIÓN DE PUENTES.

Durante la inspección de puentes, los tipos de daño son registrados cuando los daños son tan severos que los componentes del puente requieren reparación.

Los tipos de daño que son registrados se presentan a continuación:

- Daño estructural (sobrecarga / mal diseño)
- Impacto
- Asentamientos / movimientos
- Erosión/socavación
- Corrosión del acero estructural
- Daños en el concreto causados por la corrosión del reforzamiento
- Deterioro

Tipo de Daño

Basados en la inspección principal de aproximadamente 6150 puentes (aproximadamente 100% de los puentes existentes). Se ha llevado a cabo un resumen de los daños. A continuación se realizan comentarios de los resultados más significativos.

1.- Superficie del Puente

Cerca de 1,600 puentes, registran daño en la superficie. Siendo los daños típicos rodadas, baches y deterioro de la superficie de rodamiento. Este tipo de daños no requieren de una inspección especial, ya que la causa y extensión del daño, así como la óptima estrategia de reparación son obvios (reemplazo de la superficie por una nueva de calidad adecuada)

2.- Juntas de Expansión

En 1162 puentes son registrados daños en juntas de expansión. La mayoría de los daños son causados por un inadecuado diseño de las juntas o la carencia de una apropiada junta estructural.

3.- Parapetos

En 1300 puentes son registrados daños en los parapetos. De estos, 685 son provocados por impacto de vehículos. En algunos casos, estos daños no requieren de inspección especial, debido a que la causa y extensión del daño, así como óptima estrategia de reparación son obvios.

4.- Taludes

En 372 puentes, son registrados daños por erosión en los taludes.

5.- Apoyos

En 134 puentes, los apoyos se encuentran dañados debido a sobrecarga/mal diseño. Algunos de estos apoyos son del tipo block de concreto (meceadoras de concreto).

6.- Losas

En 1005 puentes, los daños registrados fueron en losas. 357 fueron por sobrecarga/mal diseño, 377 debido a la corrosión del reforzamiento y 271 restantes por otras causas.

7.- Vigas

En 344 puentes, las vigas son dañadas por sobrecarga/mal diseño. En 273 puentes, las vigas mostraron daños en el concreto por la corrosión del reforzamiento.

8.- Cauce

En 720 puentes, fueron registrados daños de erosión en el cauce. Este es sólo uno de los mas frecuentes tipos de daño.

I.4 MECANISMOS DE DAÑO

I.4.1 GENERALIDADES

Este sub - capítulo contiene una descripción de las más comunes causas de daño que se presentan en México.

La intención de esta descripción debería ser suficiente como lineamiento general para reconocer cuando ocurre el daño en un puente, y evaluar que tan peligroso es.

Sin embargo, las descripciones en esta Tesis relativamente corto no pueden ser exhaustivas, y es esencial que las investigaciones se lleven a cabo por ingenieros experimentados con un conocimiento cabal de las causas de daño en puentes, y una buena parte de sentido común.

La evaluación y la prevención de daños por sismo es un campo especializado que no es descrito en esta Tesis.

I.4.2 DEFICIENCIAS ESTRUCTURALES

La deficiencia estructural puede ser un peligro de seguridad. Por lo tanto, identificar tales problemas es muy importante.

Las deficiencias estructurales pueden ser divididas en los siguientes cuatro tipos, las cuales pueden ser distinguidas por su apariencia.

I.4.2.1 GRIETAS ESTRUCTURALES (GRIETAS INDUCIDAS POR CARGA) EN LOS MIEMBROS DE CONCRETO

Las grietas estructurales pueden ser reconocidas como las grietas con la orientación bien definida y con los patrones de grieta específicos relacionado con cada tipo de fuerzas internas (torsión, o cortante)

Las grietas estructurales pueden ser un signo de una deficiencia estructural.

En **estructuras de concreto reforzado**, las grietas en la mayoría de los casos son serios, pero inofensivos. En concreto reforzado se permiten las grietas. El ancho de grieta y espaciador indicará si hay algún error o no, al considerar el tipo específico de carga y tipo de refuerzo en consideración. Las grietas ásperas son una indicación de sobrecarga o de diseño escaso.

Para **concreto presforzado**, las grietas son una indicación de un problema potencialmente serio (sobrecarga, diseño escaso, error de diseño). Normalmente las grietas no deberían ser visibles. La corrosión es un muy serio problema en los alambres.

1.4.2.2 LA DESVIACIÓN Y LOS MOVIMIENTOS DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES EN DIFERENTES DIRECCIONES

Ejemplos:

- Asentamiento de la cimentación (causas posibles: baja capacidad de carga en el suelo o socavación).
- La deflexión de las vigas (causas posibles: baja rigidez, deslizamiento, diseño escaso, inadecuado proceso constructivo, etc.,).
- Los movimientos horizontales de los muros de retención y aleros (causas posibles: baja rigidez, deslizamiento, compactación del terraplén, la condición de suelo, diseño escaso).
- Los apoyos fuera de su posición (causas posibles: mala ubicación, movimientos imprevistos, encogimiento, deslizamiento, cambios de temperatura).

1.4.2.3 FRACTURA / APLASTAMIENTO

Ejemplos.

- El aplastamiento local en los apoyos (causas posibles: mal colocado de apoyos o del refuerzo, la sobrecarga, diseño escaso).
- Las columnas (causas posibles: impacto de cuerpos flotantes durante crecientes)
- La superestructura (causas posibles: impacto de vehículos (espacio libre vertical).
- El aplastamiento local en la junta de dilatación (causas posibles: el sistema de junta inadecuado, mal uso, impedimento en los movimientos).

I.4.2.4 PROBLEMAS ESTRUCTURALES EN COMPONENTES DE ACERO

Ejemplos:

- Las grietas de fatiga en las conexiones soldadas
- El pandeo de los miembros a compresión
- Las excentricidades en las conexiones soldadas

En las siguientes secciones, se muestran ejemplos seleccionados de los anteriores cuatro grupos de deficiencias estructurales.

I.4.3 GRIETAS ESTRUCTURALES (GRIETAS INDUCIDAS POR CARGA)EN LOS MIEMBROS DE CONCRETO

I.4.3.1 TIPOS DE GRIETAS ESTRUCTURALES

Desde un punto de vista estructural, es importante distinguir las grietas estructurales de las grietas no estructurales, que pueden ser provocadas por la contracción, encogimiento, etc.

1.- Tensión Pura

Todas las grietas en los elementos de concreto son provocadas por la tensión (el concreto tiene una baja resistencia a la tensión, pero una alta resistencia a la compresión). Por lo tanto es obvio de considerar la tensión pura como el caso básico

En una viga prismática de concreto reforzado sometida a tensión pura, se formarán grietas transversales a lo largo de toda la sección.

Un aumento en la tensión del acero provocará repentinamente una grieta, cuando las grietas se forman. Esto afecta la unión entre el concreto y la barra en una cierta zona (distancia de deslizamiento) alrededor de la sección agrietada, de modo que no pueden ser transferidos los esfuerzos de tensión, ver figura I.1.

Entre las grietas, los esfuerzos del acero serán más bajos debido al efecto de los alrededores del concreto (esto es llamado endurecimiento por tensión).

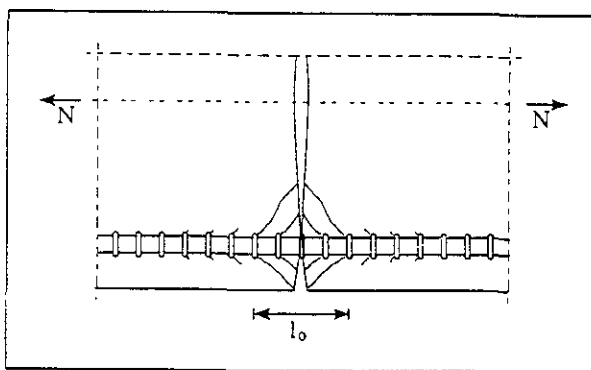


Figura I.1 Grietas de tensión / deslizamiento por adherencia

El ancho de la grieta es mínima en la barra de refuerzo y se incrementa a mayor distancia de la barra, ver figura I.1 y I.2.

Esta variación es una de las razones por las que el espaciamiento de las grietas medidas engrosó, por ejemplo es mayor para losas con refuerzo largo y espaciado que para vigas con espaciamiento más cerrado.

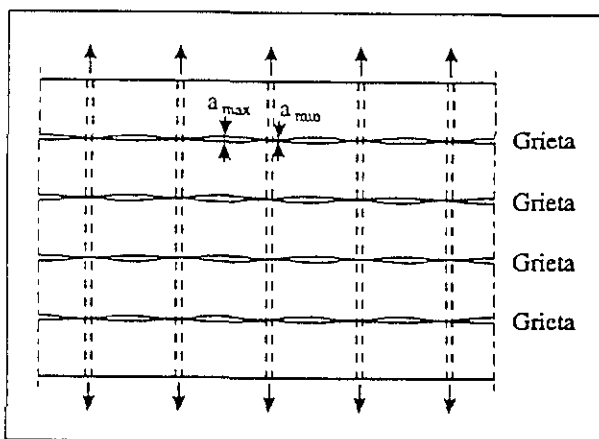


Figura I.2 Variación de ancho de grietas

2.- Grietas por flexión

Para una viga sometida a flexión, se presentan dos diferentes tipos de grietas, ver figura I.3. Las primeras grietas que se forman emergen de la cara sometida a tensión y se extienden hasta el eje neutro. Se llaman **grietas por flexión**.

Cuando el momento flexionante aumenta, nuevas grietas emergen de la cara sometida a tensión, un poco más allá de las barras principales. Estas grietas son las **grietas de tensión**.

En una viga sobrerreforzada, con una altura de más de 0.4 m se presentan grietas de tensión espaciadas generalmente más cerca y tienden a unirse a las grietas de flexión en la alma formando una bifurcación como el patrón de grietas.

El ancho de las grietas por tensión **en el alma** sobre las barras principales puede ser muy grande, si no hay el refuerzo longitudinal suficiente en la sección entre las barras principales y el área de compresión.

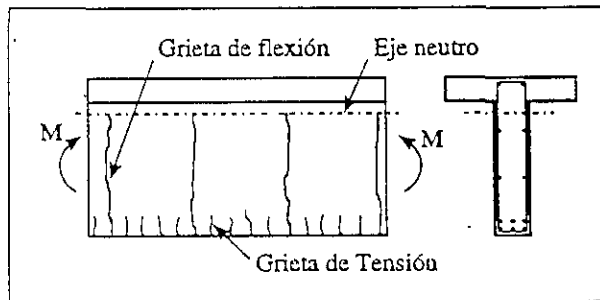


Figura I.3 Grietas por flexión

Se nota que las grietas por momento flexionante indican la posición del eje neutro. Esto significa que es posible comparar esta posición con la que se determina en los cálculos. Con la posición de eje neutro se puede saber la cantidad del refuerzo, las mediciones de la posición real pueden ser utilizadas para checar si el refuerzo es el correcto.

De la misma forma que, los anchos de grieta medidos indican el nivel de tensión en las barras, se tiene en mente que normalmente ninguno de los anchos de grieta medidos corresponde a la máxima carga muerta, pero nos dan una idea general.

Se aprecia, que un patrón de grieta sistemático en la superestructura del puente está estrechamente relacionada con una grieta provocada por un momento flexionante negativo sobre un apoyo intermedio en un puente continuo.

3.- Grietas Longitudinales

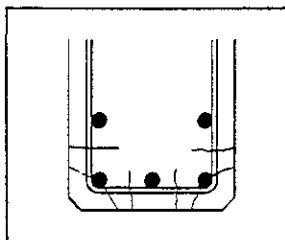


Figura I.4 Grietas Longitudinales, Sección Recta

Las grietas longitudinales se pueden formar en las vigas como consecuencia de los esfuerzos en las barras principales debido a los esfuerzos de compresión locales en el concreto alrededor de las barras.

El esfuerzo de tensión produce deformación en las barras principales provocando el esfuerzo de compresión entre el concreto y las costillas de la barra. Estos esfuerzos tienden a dividir la sección transversalmente. Ver la figura I.4. Esta clase de grietas longitudinales puede ocurrir en los casos en que haya esfuerzos altos en las barras principales deformándolas o en los casos de fallas de anclaje en una barra de refuerzo (en la sección transversal donde la cantidad de barras cambia).

4.- Grietas de cortante

En las vigas y losas sometidas a cortante (y flexión), las grietas de cortante aparecen inclinadas en las áreas cercanas a los apoyos, ver figura I 5

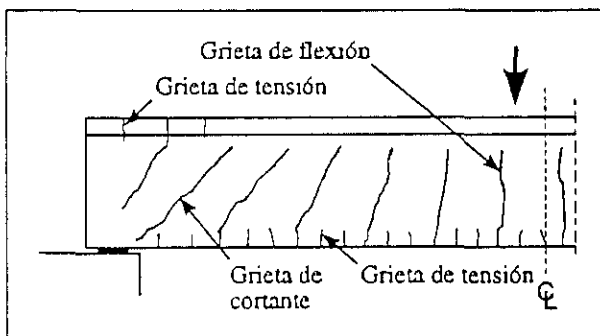


Figura I.5 Grietas de cortante

CAPITULO I : GENERALIDADES

Cerca de un apoyo simple, el ángulo entre las grietas de cortante inclinadas y el eje de la viga será aproximadamente de 45° (máximo cortante y el mínimo momento flexionante). Con frecuencia, parte de las grietas de tensión, generalmente finas, por momento flexionante tienden a unirse a las grietas de cortante, ver figura I.5.

En el área media entre apoyo y apoyo, las grietas por flexión serán más o menos inclinadas por la fuerza de cortante dependiendo de la relación entre la flexión y el cortante, referencia en la figura I.5 y figura I.6.

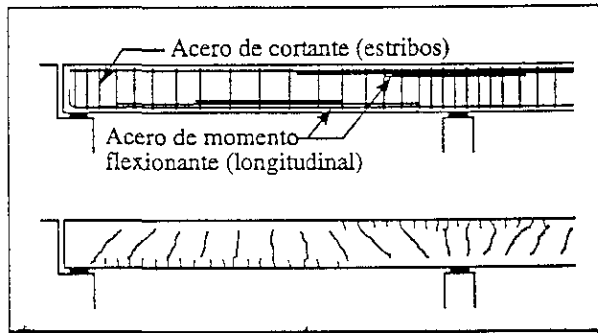


Figura I.6 Grietas de cortante y flexión

Para vigas T, la línea de fuerzas en la zona de compresión cambiará a una fuerza de tensión sobre el apoyo. Esto significa que las posibles grietas de tensión tienden a unirse a las grietas de cortante resultando grietas mas verticales por encima de los apoyos simples, ver figura I.5.

Las grietas de cortante con inclinaciones ordinarias sobre la superficie de la viga en algunos casos se conectan a grietas de cortante horizontales, ver figura I.7.

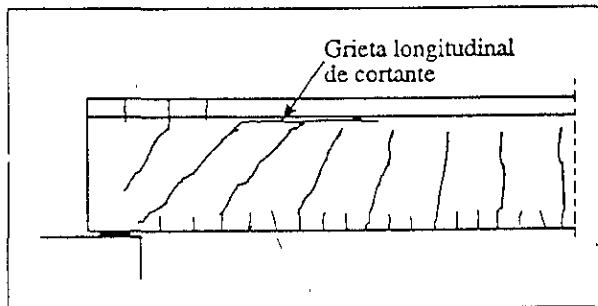


Figura I.7 Grietas longitudinales de cortante

Las grietas de cortante cruzan totalmente el espesor de la viga. Pero las grietas de tensión y de cortante han limitado su desarrollo debido al refuerzo longitudinal en la zona de compresión

Esto significa, que aunque el mayor rendimiento de tensión se alcanza en los estribos, cuando las grietas se forman, un nuevo estado del equilibrio se establece entre las distintas fuerzas, los estribos y la sección de concreto, lo cual conduce a disminuir los esfuerzos en los estribos después del agrietamiento.

Por lo tanto, el ancho de grieta puede ser más bien grande si la sección es alta y/o las fuerzas de cortante son grandes.

5.- Flexión y cortante

Flexión y grietas de cortante en vigas

Las grietas de cortante no solamente pueden aparecer en el apoyo. Muchos puentes antiguos (típicamente los puentes de losa plana con dos vigas) tienen problemas de cortante en el centro del claro, lo cual ligado estrechamente a la baja capacidad de flexión en esta área combinado con una capacidad de cortante también baja (pocos estribos) en esta área.

El inicio típico de una falla de "cortante - flexión" se caracteriza por una grieta de cortante conectada con una grieta horizontal a lo largo de la cubierta del puente y una grieta horizontal justamente sobre el refuerzo principal, formando una curva en forma de S, ver figura I.8.

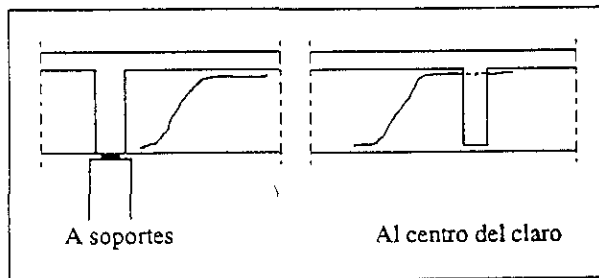


Figura I.8 Cortante - Flexión

El paso siguiente puede ser una falla por fatiga en un estribo o en una de las barras principales (si hay un empalme local en la zona crítica). El paso final es una falla completa por "cortante - flexión".

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

Este tipo de grietas son serias por lo que se debe iniciar inmediatamente una evaluación de la capacidad de carga, lo cual no puede llevar desde las restricciones de carga posibles, hasta un proyecto de rehabilitación y reforzamiento para evitar una falla total y economizar dinero en la fase de reparación.

6.- Torsión

La torsión causa las grietas inclinadas similares de las grietas de cortante, pero difieren de las grietas de cortante ordinarias en que estas son espirales y cruzan toda la profundidad (no solamente el área entre el modelo de esfuerzos) de todas las caras de los miembros prismáticos, ver figura I.9.

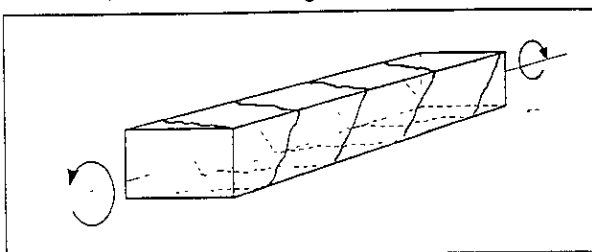


Figura I.9 Grietas de Torsión

7.- Grietas de apoyos

Las grietas de apoyo se definen como las grietas, las cuales ocurren en conexión con los apoyos. Algunos ejemplos típicos de las grietas de apoyos se muestran en la figura I.10.

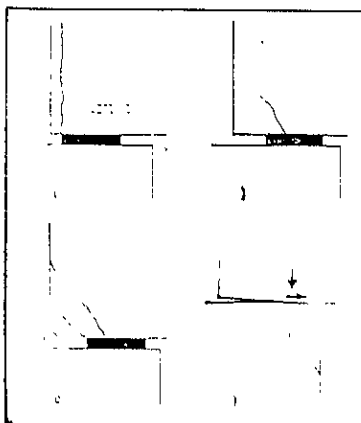


Figura I.10 Grietas de apoyo

En la parte (a) de la figura I.10, el apoyo se sitúa también cerca del fin de la viga y una clase de una grieta hendedura se forma entre el recubrimiento y las barras principales encorvadas.

Generalmente, las barras principales encorvadas en las dimensiones grandes dan lugar a las grietas de apoyo, debido a que el tamaño de barra grande requiere mayores diámetros doblados. Esto significa, que el borde del fin de la viga no se refuerza suficientemente, especialmente si las fuerzas horizontales debido al efecto de temperatura ocurre también. Este caso se muestra en la parte (b) de la figura I 10.

Una variante especial del caso en (b) se muestra en (c). Mal acabado del concreto o el movimiento del apoyo a causa de la fricción entre la viga y el cabezal, de lo cual resultan las grietas de apoyo.

En la parte (d) se muestra una grieta sobre el cabezal. Este tipo de grieta de apoyo ocurre generalmente cuando se da la conexión de la losa del puente con solamente papel asfáltico como apoyo. El agrietamiento es provocado por las fuerzas horizontales debidas a la fricción (temperatura) y el ángulo de la rotación, lo cual tiende a mover la fuerza de reacción al borde exterior.

Muchos problemas se relacionan con el tipo de apoyo de mecedoras de concreto. Con frecuencia si la presión inducida cae fuera y el apoyo esta fuera de su posición se puede causar cualquier problema ya sea de deformación o/y aplastado o/y ruptura o/y aplastamiento del bloque de concreto, la zona de la viga y/o la parte superior de la pila. Esto aumenta el riesgo de estabilidad y total colapso durante un terremoto.

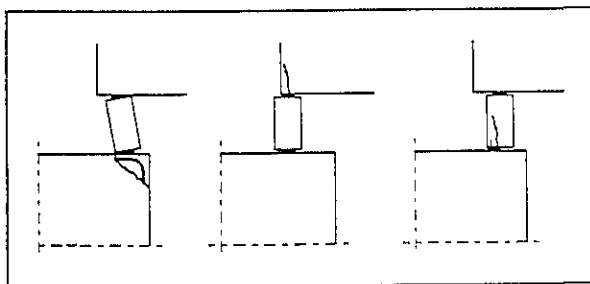


Figura I.11 Mecedora de concreto

El armado en la parte inferior de las vigas debido a la concentración de las barras sobre los apoyos aumenta el riesgo del aplastado local y de ese modo la estabilidad.

Los apoyos estrechos aumentan el riesgo de la deformación local, aplastado local, y especialmente de la separación del apoyo durante un terremoto.

8.- Grietas por aplastamiento

Las grietas por aplastamiento (hendidura) están relacionadas con la alta concentración de carga, por ejemplo en los apoyos y en las zonas de anclaje para el presfuerzo de cables.

Generalmente se consideran dos tipos de aplastamientos. El primer tipo de aplastamiento se localiza muy cerca/justamente debajo de la fuerza concentrada actuante, lo cual intenta dividir la sección de concreto localmente. Esto se previene normalmente por un "aumento" de las barras de refuerzo.

El segundo tipo está provocado por la distribución necesaria de la fuerza concentrada para toda la sección transversal, lo cual normalmente tendrá lugar sobre una cierta distancia dependiendo de las condiciones geométricas, ver figura I.12.

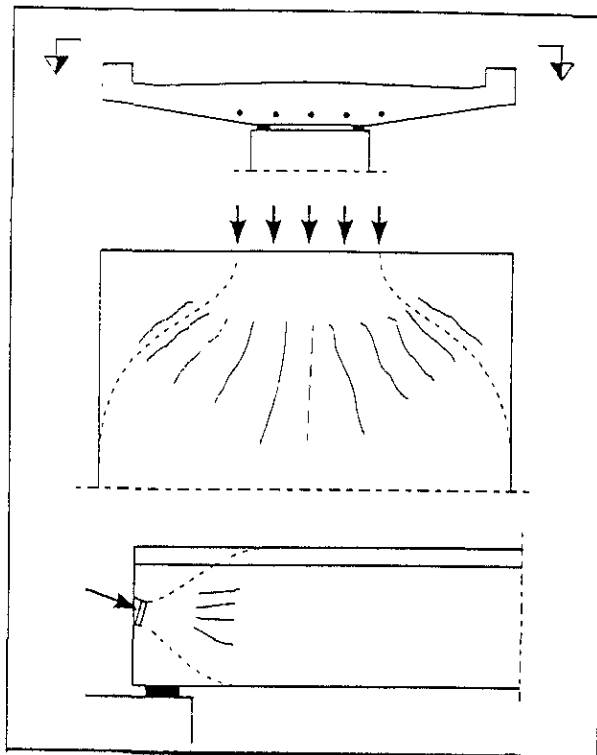


Figura I.12 Grietas por aplastamiento

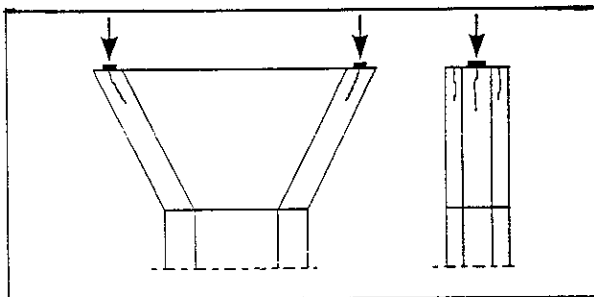


Figura I.12 Grietas por aplastamiento

I.4.4 GRIETAS ESTRUCTURALES, EJEMPLOS

1.- Losas

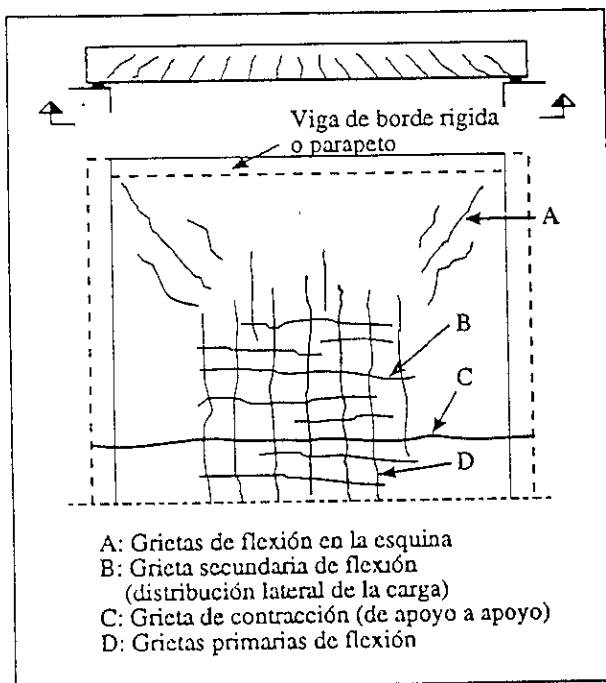


Figura I.13 Losas

2.- Columnas y Pilas

Excentricidades entre pilas y cilindros o pilotes fuera del plano pueden provocar considerables momentos flexionantes y bajo las circunstancias extremas llegar al colapso.

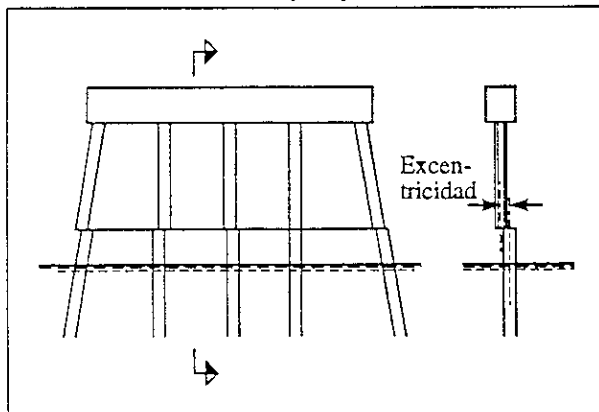


Figura I.14 Excentricidad en caballete de pilotes

La falla por compresión en una columna tendrá la misma apariencia que la falla por compresión en un cilindro de prueba en el laboratorio.

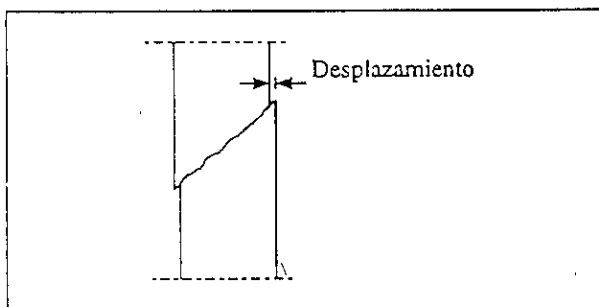


Figura I.15 Falla de Compresión

3.- Cabezales

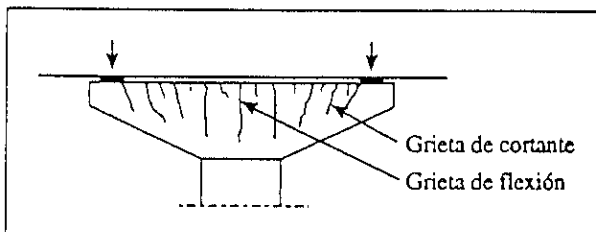


Figura I.16 Cabezal

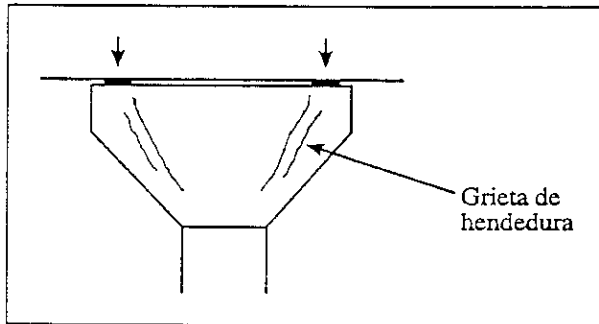


Figura I.17 Cabezal

4.- Cartelas

Un tipo especial de cartela se considera en la figura I.19 y figura I 20 la cual es una proyección de la viga con la sección reducida, con frecuencia vista en los puentes con los claros suspendidos. Para este tipo de cartela, atención debe apegarse al muy importante refuerzo de "levantamiento", el cual transfiere la carga a la parte superior de la viga. En la figura I 21, se muestra una viga con cartela.

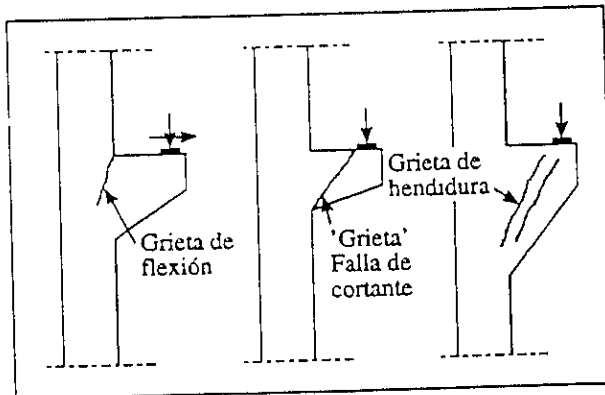


Figura I.18 Grietas en cartelas

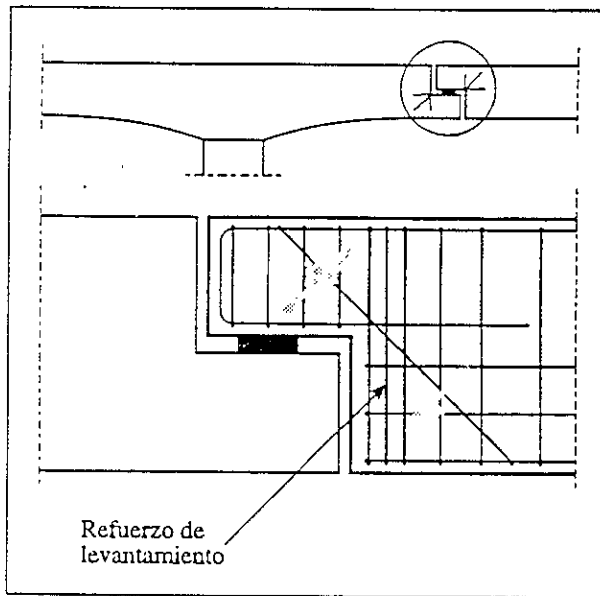


Figura I.19 Viga con peralte reducido

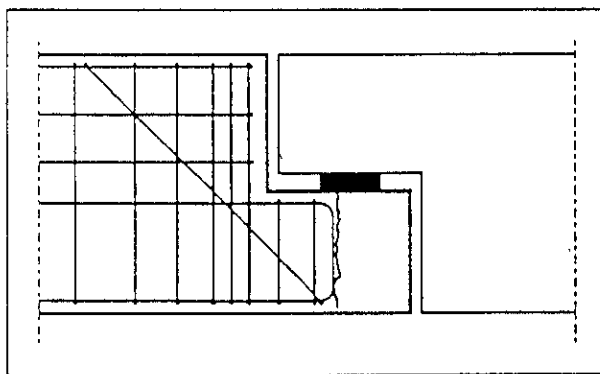


Figura I.20 Cartela con refuerzo colocado equivocadamente

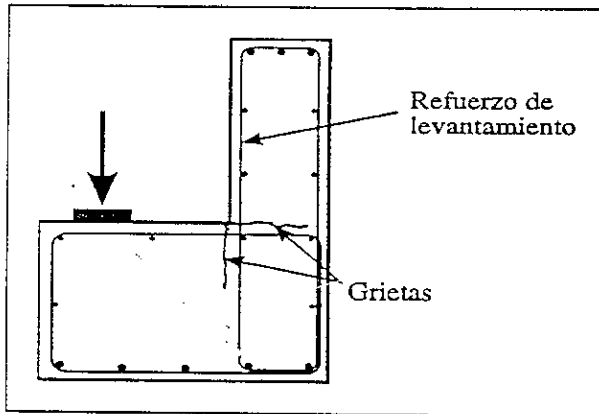


Figura I.21 Viga con cartelá

5.- Diafragmas

Problemas especiales están relacionados con la conexión entre los diafragmas y las vigas principales. Especialmente la conexión entre una viga principal exterior y un diafragma.

El problema está relacionado con un anclaje muy débil de las barras principales del diafragma con frecuencia muy delgada capa de recubrimiento de la viga principal.

El problema aparece como desconchamiento y agrietamiento en la conexión, influenciando la transferencia de carga entre el diafragma y las vigas (distribución lateral y transferencia de carga de la losa del puente a las vigas).

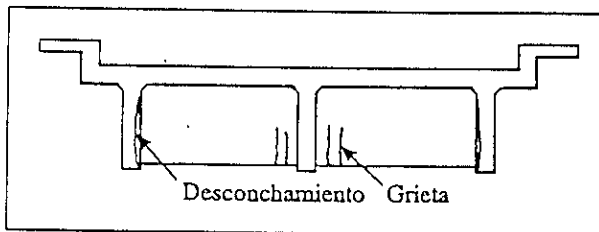


Figura I.22 Grietas en / junto a diafragmas

En caso de más de dos vigas principales, grandes grietas por flexión vistas en áreas de cierre de las vigas principales intermedias. Estas grietas indican un nivel de tensión alto y que el refuerzo para flexión no es suficiente comparados con los efectos de la carga real.

6.- Tablero de Puentes de losas nervuradas

Con frecuencia, en las losas nervuradas con peralte pequeño se agrietan espesamente y si no se forman medidas correctivas se desarrollan grandes baches. Las razones para estos daños son ante todo las pesadas cargas lo cual conlleva a los altos esfuerzos de tensión en el refuerzo. También el espesor demasiado pequeño de la losa (algunas veces menos que 20 cm con 4 capas transversales de barras y variando la precisión de la posición de las barras) y la pobre calidad del concreto está contribuyendo al problema. En las losas nervuradas delgadas el acero de refuerzo es muy sensible con el espesor del recubrimiento real del concreto.

El problema comienza con la proyección de las grietas en ambas direcciones, la cual sigue normalmente las barras debido a que el armado actúa como "guía" de ruptura, ver figura 1.23, sección A-A y B-B. Como se menciona previamente, el agrietamiento es seguido por pérdida del enlace entre el armado y el concreto en una cierta distancia de la grieta. Cuando las cargas altas se repiten varias veces, esta distancia de deslizamiento aumentará. Y tendrá lugar un mecanismo que podemos llamar "fatiga" tendrá lugar, el cual con el tiempo provocará la separación del recubrimiento de concreto.

Cuando el recubrimiento de concreto se pierde, puede desarrollarse una falla mayor por cortante y finalmente un gran agujero, donde solamente las barras permanecen. Sin embargo, con frecuencia es posible detectar el problema en una etapa temprana, como grietas en la superficie del puente por encima de las vigas.

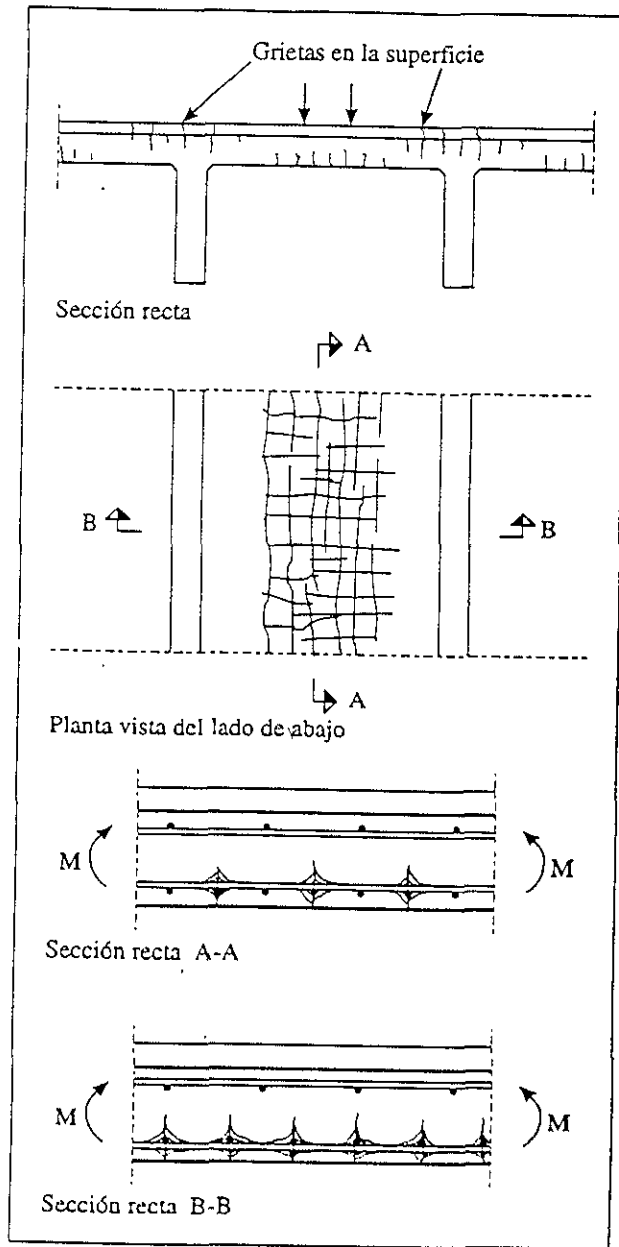


Figura I.23 Grietas en losas nervuradas

7.- Concreto postensado y pretensado

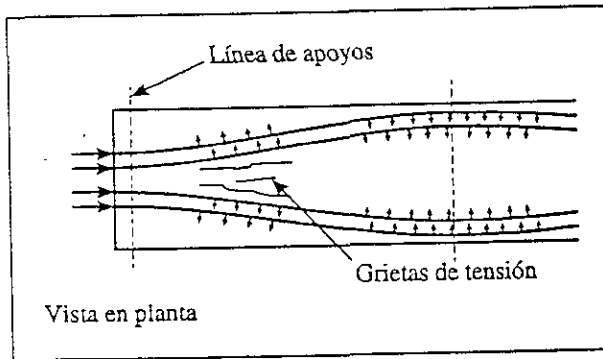


Figura 1.24 Cables curvados horizontalmente

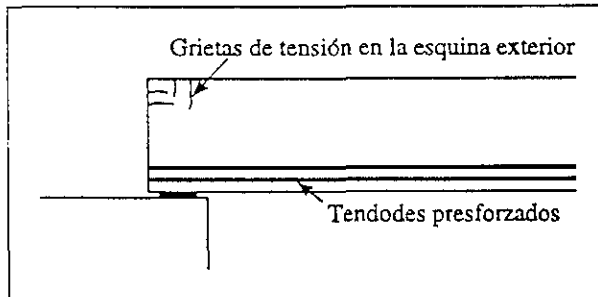


Figura 1.25 Zona de anclaje, viga presforzada

8.- Flexiones y movimientos imprevistos

a) Flexiones, vigas

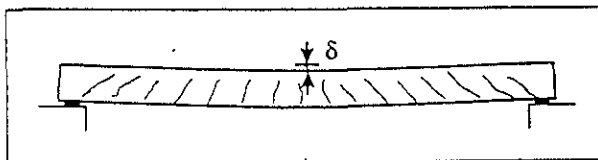


Figura 1.26 Deflexiones causadas por claros de gran longitud en concreto reforzado (flujo plástico) y cimbrado incorrecto

b) Muros de retención

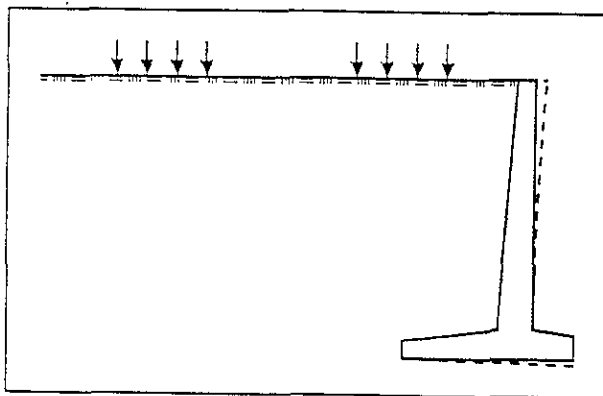


Figura I.27 Deflexiones causadas por baja compactación del terreno (flujo) o condiciones del suelo

c) Apoyos

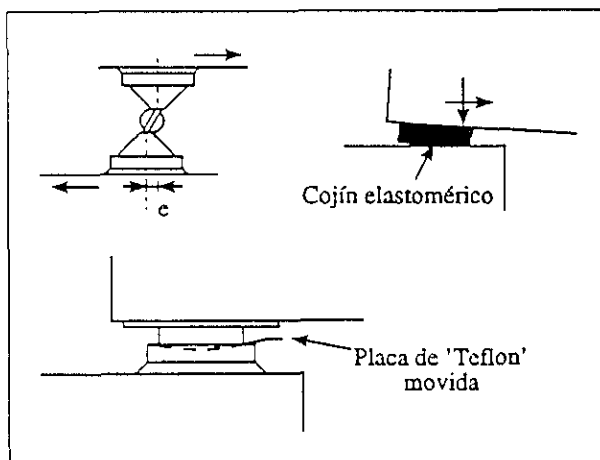


Figura I.28 Movimientos indeseables (contracción, flujo, temperatura), posición equivocada

9.- Fisura/trituración, Concreto

a) En soportes / apoyos

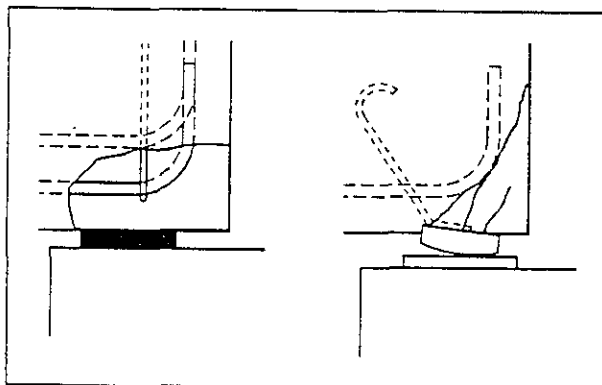


Figura I.29 Trituración causada por apanalamientos, tipo equivocado de apoyo o fabricación pobre

b) En juntas de expansión

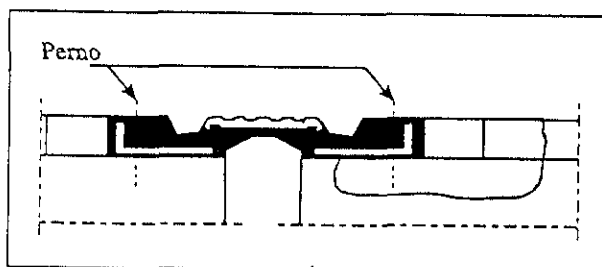


Figura I.30 Trituración local (pérdida posible de pernos)

c) Espacio libre vertical

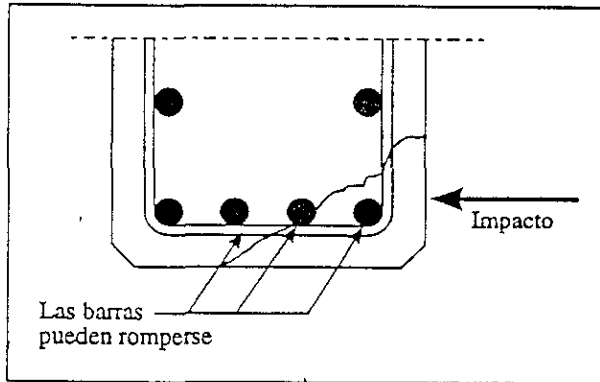


Figura I.31 Impacto de vehículos

I.5 GRIETAS NO ESTRUCTURALES EN EL CONCRETO

I.5.1 GRIETAS DE CONTRACCIÓN (DESECAMIENTO)

La apariencia y el desarrollo de las grietas de contracción dependen de la geometría, el tamaño del miembro y las restricciones posibles. La orientación de grieta es normalmente bien definida y depende de las condiciones geométricas (ejemplo las restricciones provocadas por otras partes de la estructura). Las grietas de contracción pasan a través de toda la sección transversal.

Normalmente, estas grietas son inofensivas de un punto de vista estructural. Pero pueden ser dañinas con respecto a la durabilidad.

En seguida se muestran algunos ejemplos.

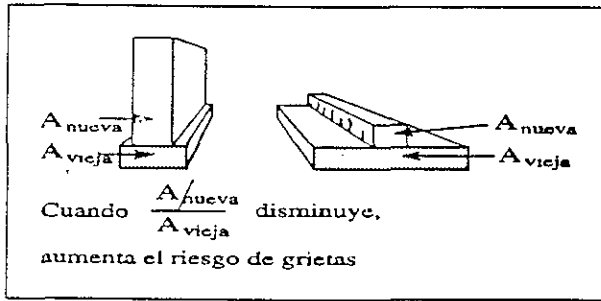


Figura I.32 Condiciones Geométricas

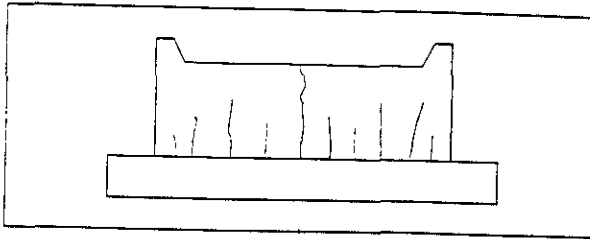


Figura I.33 Grietas de Contracción, estribos

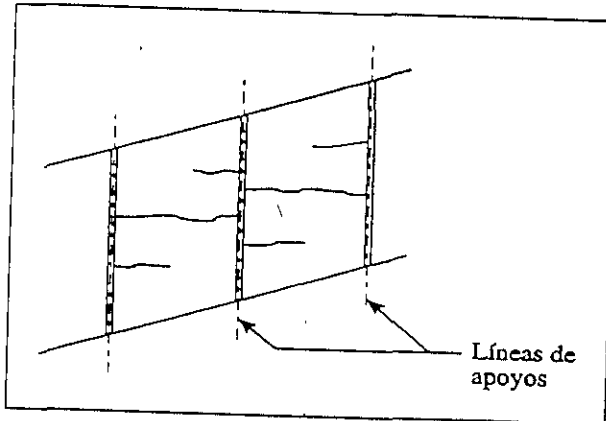


Figura I.34 Grietas de contracción, losas

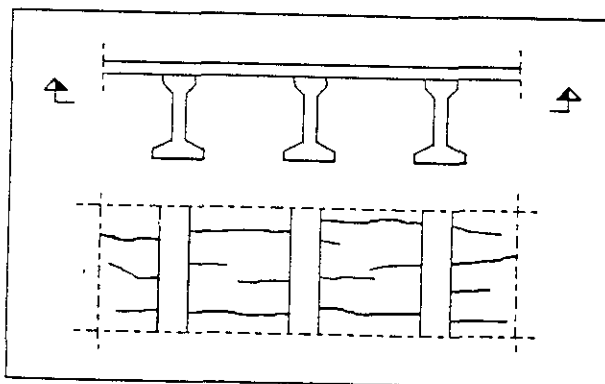


Figura I.35 Grietas de contracción, tableros del piso

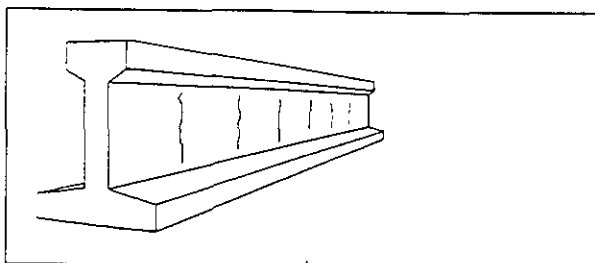


Figura I.36 Grietas de contracción, alma de trabe I

1.5.2 GRIETAS TÉRMICAS (HIDRATACIÓN)

La apariencia de las grietas provocadas por el aumento de la temperatura en el fraguado del concreto es muy similar a la apariencia de las grietas de contracción ordinarias (condiciones geométricas).

Sin embargo, diferentes a las grietas de contracción ordinarias y a las grietas estructurales, las grietas térmicas, son grietas jóvenes. Esto significa que las grietas seguirán la superficie de los agregados y las piedras ásperas, y no los atravesarán.

1.5.3 GRIETAS DEBIDAS A LA CONTRACCIÓN PLÁSTICA

La contracción plástica está provocada por el secamiento rápido de la superficie de concreto (humedad baja, el viento, la temperatura alta) en su estado de plástico (ejemplo, provocado por un curado impropio). Igualmente que las grietas de temperatura, estas grietas seguirán la superficie de los agregados, sin atravesarlos.

Las grietas son normalmente anchas y poco profundas y pueden formar un patrón definido. En los casos de una superficie ancha (superficie de rodamiento de concreto

dañado o similar), un estado de tensión hidrostática surgirá (no de esfuerzo cortante). Si no hay grieta "guía", las grietas serán formadas "aleatoriamente" y la apariencia será un patrón de grieta neto, en la mayoría de los casos con mallas hexagonales. Los patrones de grieta típicos provocados por la contracción plástica se muestran en la figura I.37 y figura I.38.

Las grietas de contracción plástica son normalmente inofensivas desde un punto de vista estructural (aunque el ancho de las grietas puede influenciar la capacidad de carga y el comportamiento bajo la carga de servicio), pero pueden afectar a la duración.

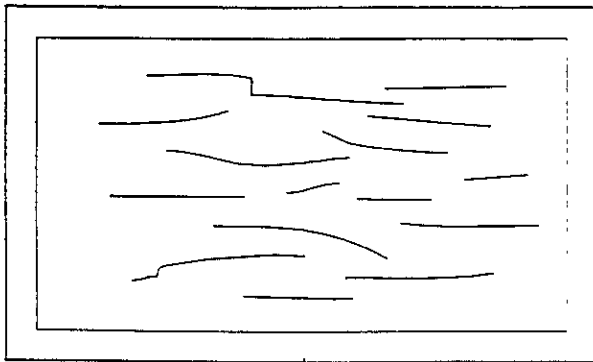


Figura I.37 Aleatoriamente paralelas

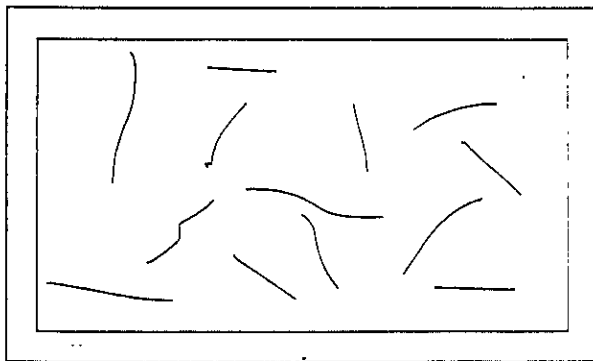


Figura I.38 Aleatoriamente esviadas

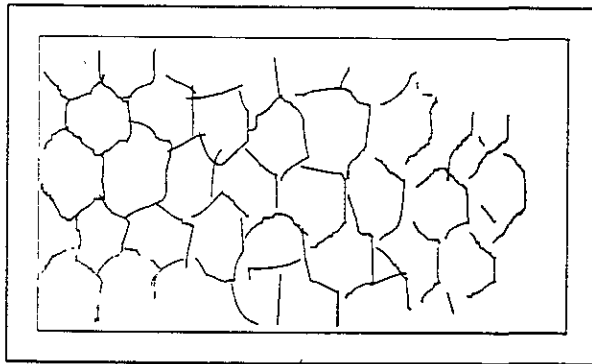


Figura I.39 Mallas hexagonales

I.5.4 GRIETAS DEBIDO AL ASENTAMIENTO PLÁSTICO

Normalmente, estas grietas son debido a una baja repentina en el espesor del concreto cuando se deposita.

La apariencia y la posición de estas grietas está normalmente sobre el refuerzo en la superficie, ver figura I.40, o en las variaciones en la sección transversal, ver figura I.41. Los asentamientos plásticos también son vistos en las losas con vacíos.

Normalmente, las grietas son inofensivas desde un punto de vista estructural, pero puede ser dañina con respecto a la duración. Esto es debido a que las barras no se protegen suficientemente contra los efectos ambientales (las grietas con frecuencia alcanzan las barras).

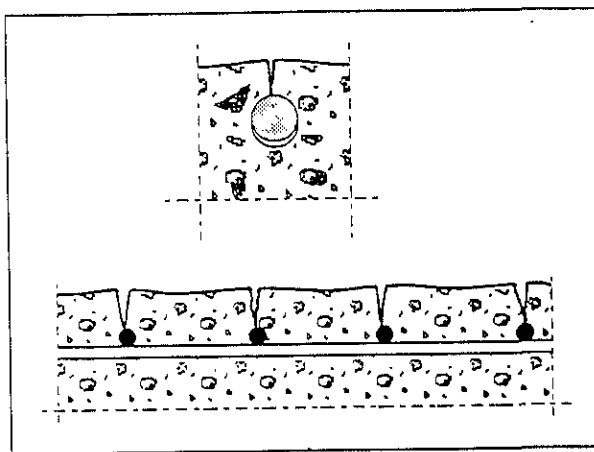


Figura I.40 Asentamiento plástico en las barras

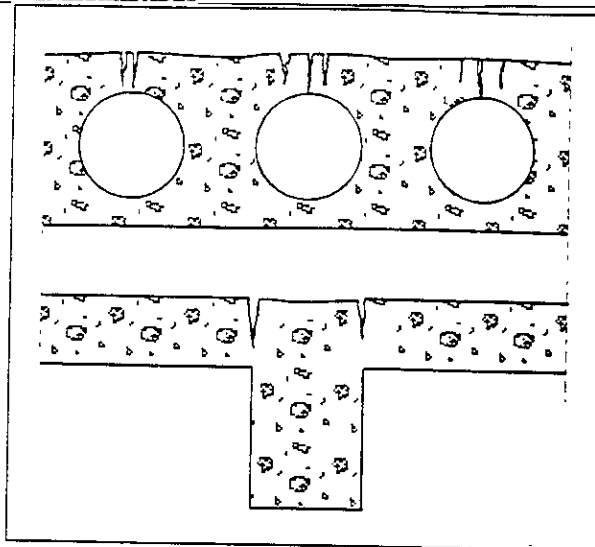


Figura I.41 Asentamiento plástico en losas con vacíos y losa sobre travesaños

1.6 CORROSIÓN

1.6.1 INDICACIÓN DE LA CORROSIÓN

El refuerzo se protege contra la corrosión cuando incorpora en un concreto de una buena calidad y con un recubrimiento suficiente.

La protección es debida a la alta alcalinidad del concreto (El valor PH cerca de 13) inicia con una capa pasiva de gris delgada que se forma sobre la superficie de la barra.

Pero, la protección contra la corrosión no es la suficiente. Los agentes exteriores afectarán siempre al concreto y provocarán finalmente una ruptura de la capa pasiva. La ruptura de la capa pasiva puede estar provocada por la liberación de cloruros en el refuerzo o por la carbonatación de recubrimiento de concreto. Estas causas se describen en las siguientes secciones.

El período durante el cual la capa pasiva se rompe se llama normalmente el período de iniciación.

La duración del período de iniciación depende de:

- El espesor del recubrimiento de concreto, recubrimiento más delgado, más corto es el período de la iniciación.

- La calidad del recubrimiento de concreto (depende principalmente de la relación agua/cemento). El período de iniciación disminuye cuando la calidad del concreto es más pobre (los incrementos de la relación agua/cemento). En casos especiales (oquedades en malos colados "uniones frías", recubrimiento demasiado pequeño), mano de obra pobre puede llevar a la corrosión inmediatamente después del colado.
- Las agresiones del entorno, la temperatura y la humedad.
- La clase de mecanismos que causan el deterioro. La penetración del cloruro es por mucho el mecanismo más agresivo, lleva a un mucho más corto período de iniciación que el mecanismo de carbonatación (los iones de cloruro) facilitan el proceso de corrosión).

Durante el período de la iniciación no hay corrosión real continuando. La protección del refuerzo es descompuesta sin signos visibles de deterioro, no sobre la superficie del concreto ni sobre el refuerzo.

Por lo tanto:

El riesgo del daño de corrosión futuro puede ser solamente evaluado mediante la ejecución de investigaciones especiales.

1.6.2 CARBONATACIÓN

Carbonatación está provocada por el bióxido de carbono (CO₂) en el aire. El CO₂ reacciona con el hidróxido de calcio, Ca (OH)₂ que lleva la pasta de cemento llevando con el tiempo a una disminución crítica de la alcalinidad. El valor PH disminuye alrededor de 9, lo cual normalmente es insuficiente para proteger el refuerzo contra la corrosión.

La profundidad de carbonatación aumenta con el tiempo, siguiendo la ecuación:

$$x = K \sqrt{T}$$

donde

x = profundidad de carbonatación

K = constante

T = tiempo

Cuando X se mide en el mm y T en los años, el valor de la constante K puede ser estimado como.

$$K = 72 \left(\frac{1}{\sqrt{f_c}} - 0.126 \right)$$

donde:

f_c = resistencia a la compresión (MN/m^2)

Las constantes son basadas en la experiencia. La fórmula es válida en una humedad relativa de 50% de HR (suponiendo que x se mide en el mm y T en años). Si la humedad relativa en los poros del concreto es diferente de 50%, K tiene que ser multiplicada por un factor < 1 , dependiendo de la humedad. Ver figura I.42

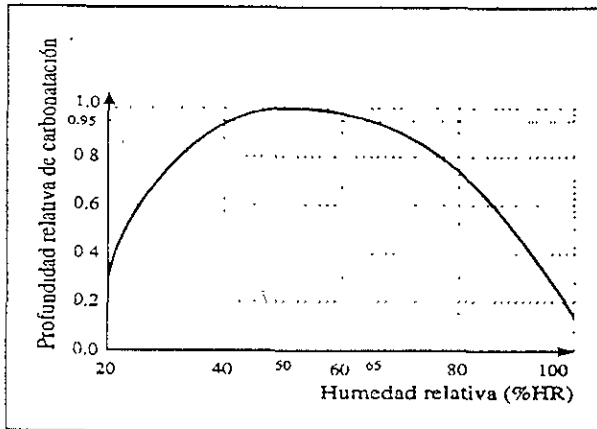


Figura I.42 Profundidad de carbonatación en relación a la humedad

Ejemplo:

- Esfuerzo de compresión: $20 \text{ MN}/\text{M}^2$
- Edad de la estructura: 25 años
- Humedad relativa: 65% HR

$$K = 72 \left(\frac{1}{\sqrt{20}} - 0.126 \right) = 7.03$$

K tiene que ser multiplicada por 0.95 (figura 4.42, HR = 65%)

Una estimación de la profundidad de carbonatación será:

$$x = 0.95 \times 7.03 \sqrt{25} \approx 33 \text{ (mm)}$$

Si la actual profundidad de la carbonatación y el recubrimiento de concreto se miden en el sitio, puede ser hecha : una predicción del tiempo que tiene la iniciación de la corrosión:

$$x = K\sqrt{T}$$

$$K = \frac{x}{\sqrt{T}}$$

$$c = K\sqrt{T_1}$$

$$T_1 = \left(\frac{c}{K}\right)^2 = \left(c \frac{\sqrt{T}}{x}\right)^2 = T \left(\frac{c}{x}\right)^2$$

Donde

x= la actual profundidad de la carbonatación

c= recubrimiento (mm)

K= constante

T= edad del concreto (años)

T1= periodo de iniciación (años)

Ejemplo:

La profundidad de carbonación, medida:

X= 25 (mm)

Recubrimiento de concreto, medido:

C= 35 (mm)

Edad del concreto:

T= 20 (años)

La iniciación de la corrosión se estima que comenzará cuando la estructura tenga T1 años de edad:

$$T_1 = 20 \left(\frac{35}{25}\right)^2 \approx 39(\text{años})$$

I.6.3 SALES

Las sales (Cloruros) en el concreto se pueden originar de diversas fuentes:

- Mezcla de agua,
- Agregados,
- Mezcla,
- Agua para curado,
- Suelo de alrededor (desde el cual las sales son diluidas con la humedad),
- Uso de sal para descongelar (en las áreas frías),
- En las áreas costeñas el agua salada (alcanzando el concreto directamente o aerotransportada en los periodos ventosos)

En general, la mayoría de las sales contenidas en el concreto fresco ("salinidad inicial", esto es, sales en el agua de mezcla, agregados y algunas veces en el agua de curado) serán químicamente depositadas durante el endurecimiento del concreto.

El depósito de sales no se considera tan dañino como el depósito restante, ya que ellos no rompen la capa pasiva sobre el acero. Como una estimación tosca, 60% de la salinidad inicial se deposita y 20-30% de las sales penetran a través del concreto endurecido convirtiéndose en aglutinado. Esta es solamente una regla de especificación, y una estrategia de reparación **no** debe ser basada solo en estas.

La difusión de las sales en el concreto puede ser descrita por las siguientes dos ecuaciones:

$$x = K_x \sqrt{T} \quad (1)$$

$$C_x = C_s - (C_s - C_i) \operatorname{erf} \left(\frac{0.5 x}{\sqrt{TD}} \right) \quad (2)$$

Donde

- X= profundidad debajo de la superficie de concreto (mm)
- kx = constantes
- T= edad del concreto (años)
- cx = contenido de sales en la profundidad x
- Cs = contenido de sales en la superficie de concreto
- Ci = contenido de sal inicial
- erf = función de error
- D= coeficiente de difusión (mm²)

La función de error toma los siguientes valores:

x	erf(x)	x	erf(x)
0	0	0.8	0.742
0.1	0.112	0.9	0.797
0.2	0.223	1.0	0.843
0.3	0.329	1.2	0.910
0.4	0.428	1.4	0.952
0.5	0.521	1.6	0.976
0.6	0.604	2.0	0.995
0.7	0.678	2.4	0.999

Basadas en mediciones de sales en el concreto los diferentes parámetros pueden ser calculados dando a una predicción del tiempo hasta que la corrosión ocurra.

Los cálculos serán similares con respecto a los cálculos de carbonatación. Un gráfico típico del contenido de sal se observa a continuación:

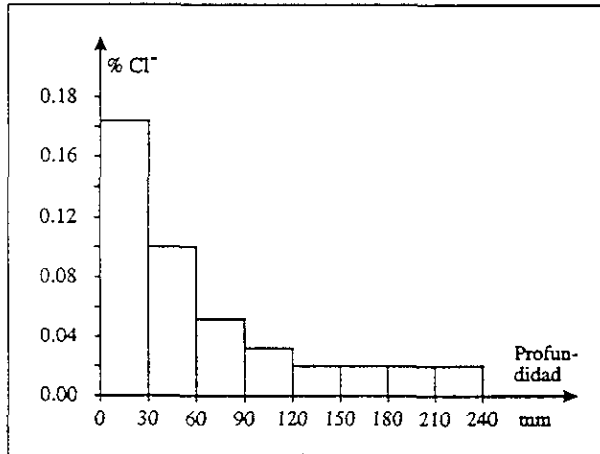


Figura I.43 Perfil del contenido de cloruro

En este ejemplo, el contenido de sal inicial ha sido aproximadamente 0.02%.

Una predicción de la vida de servicio depende del conocimiento del nivel de sales crítico. Cada estructura se supone que tiene sus propios límites críticos, debido a que el límite es dependiente en diversos factores como la humedad y la calidad del concreto.

Como una suposición preliminar, 0.05% del peso del concreto seco puede ser utilizado como el límite crítico en el concreto normal.

1.6.4 CARBONATACIÓN Y SALES

Para concreto con un contenido inicial alto de sales, las sales químicamente depositadas frente a la carbonatación pueden ser liberadas.

Desde la carbonatación el concreto casi no tiene ninguna resistencia contra la penetración de sal, la sal puede irrumpir a través de la carbonatación (difusión).

Por lo tanto, el contenido de cloruro aumentará constantemente seguido de la carbonatación cuando la carbonatación se está moviendo dentro del concreto, lleva a la corrosión cuando el límite crítico del contenido de cloruro se alcanza en el refuerzo

Una gráfica del contenido de cloruro típico en un concreto con una carbonatación con profundidad de aproximadamente 30 mm es como sigue:

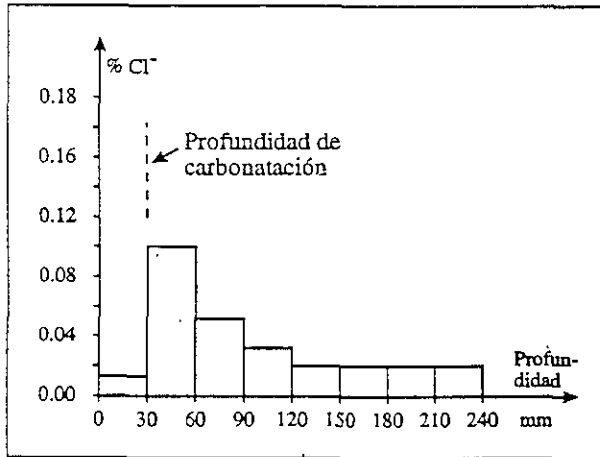


Figura I.44 Perfil de contenido de cloruro con carbonatación

Si este mecanismo tiene lugar junto con la humedad y el secado el cloruro contaminará el entorno, y el proceso de corrosión puede avanzar muy rápidamente (ejemplo. en aguas de marea).

Un método simple por evaluar la penetración de cloruro **desde afuera** es, en este caso, de ignorar la capa de concreto carbonatada. El espesor de la capa carbonatada puede ser calculado con las ecuaciones previamente mencionadas.

1.6.5 PROPAGACIÓN DE LA CORROSIÓN

Cuando el contenido de cloruro en el nivel de refuerzo alcanza el límite crítico o la carbonatación alcanza el refuerzo, la capa pasiva se descompone y comienza el proceso de corrosión.

Un proceso de corrosión es un proceso electroquímico, donde una corriente corre entre áreas corroídas (los ánodos, donde la capa pasiva ha sido descompuesta) y áreas no corroídas (los cátodos, donde la capa pasiva está completa).

El corriente corre debido al hecho teórico del comportamiento de los metales en los líquidos y el concreto, ver figura I.44. Si dos metales con diferente potencial electroquímico se conectan eléctricamente, la corrosión probablemente tendrá lugar sobre el metal con el más bajo potencial.

Por lo tanto, el riesgo de la corrosión puede ser evaluada midiendo los potenciales (Mediciones de PEQ).

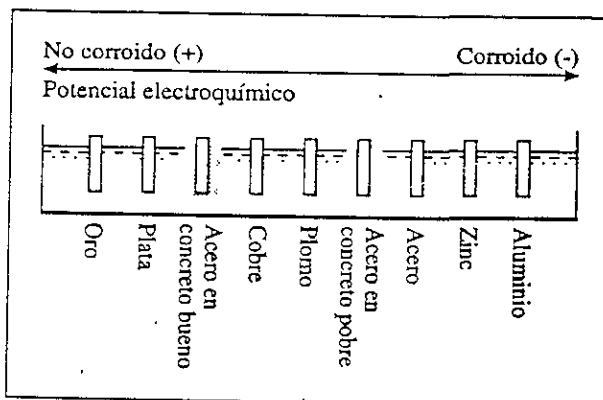
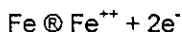


Figura I.44 La serie electroquímica

Cuando la capa pasiva se rompe localmente, el área cambia su lugar en la serie electroquímica conveniente más negativa. Esto crea una potencial - diferencia lo cual genera la corriente de corrosión.

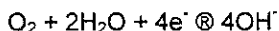
Cuando la capa pasiva se rompe, tiene lugar la siguiente "reacción anódica".

La reacción anódica



Si el agua y el oxígeno están presentes en la superficie de acero, la "reacción catódica" tiene lugar.

La reacción catódica



El ánodo y el cátodo pueden ser alejados en tanto haya una conexión eléctrica entre ellas.

El proceso anódico produce electrones y el proceso catódico consume electrones. Si hay un electrón (a través del refuerzo) y un electrolito (a través del concreto húmedo) la conexión entre el ánodo y el cátodo, una corriente eléctrica fluirá.

El proceso de corrosión se ilustra en la figura I.45.

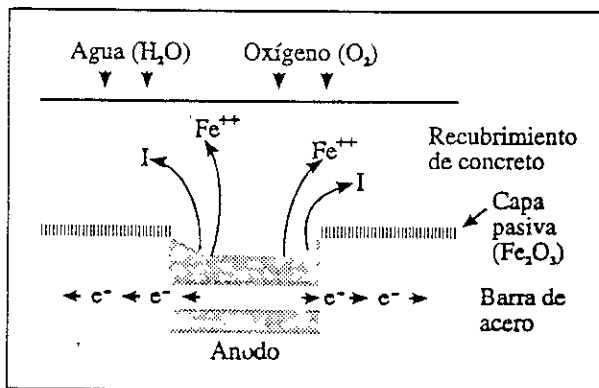


Figura I.45 Proceso de corrosión

I.6.6 PRODUCTOS DE CORROSIÓN Y RAZÓN DE CORROSIÓN

El Fe^{++} reacciona con el oxígeno, OH^- y agua, provocando la formación de corrosión. El tipo de productos de corrosión principalmente depende de la cantidad disponible del oxígeno y el agua.

Si hay poco oxígeno disponible, los primeros productos serán blancos $Fe(OH)_2$

Estos productos blancos pueden ser transformados en FeO negro y agua. Este tipo de producto de corrosión es típico por el cloruro local, iniciando la corrosión.

Si el oxígeno es agregado al FeO , el Fe_3O_4 negro puede ser formado. El Fe_3O_4 no es precisamente expansivo, así no hay necesariamente signos exteriores de la corrosión.

Si el agua y el oxígeno disponible se adicionan al $Fe(OH)_2$ blanco los productos pasan o a través de una etapa intermedia entre $Fe(OH)_3$ verde y café.

Si se dispone de agua adicional se forma herrumbre amarillo / rojo/ café $Fe(OH)_3, nH_2O$.

Si el oxígeno es abundante, la expansión de herrumbre amarillo/rojo $Fe(OH)_3, nH_2O$ se forma sin ninguna etapa intermedia. Este tipo de producto de corrosión es típico de la carbonatación en los poros de concreto iniciando la corrosión.

El desarrollo del ataque de corrosión y la velocidad del proceso depende principalmente de:

- La temperatura
- La relación entre áreas corroídas y áreas no corroídas
- El contenido de humedad.

En la medida en que aumentan la mayoría de reacciones químicas el índice de corrosión con la temperatura es creciente.

Si el área del ánodo es pequeño comparado con el área del cátodo ($A_a/A_c \ll 1$) el índice de corrosión será alto, debido a que la corrosión tiene lugar en una área pequeña (**corrosión local**).

El proceso de corrosión local normalmente en los inicios no se observa la expansión ni el típico líquido color negro. Esto significa que la corrosión local no presente signos visibles de la corrosión sobre la superficie. La corrosión local se oculta donde los ataques serios pueden ser desarrollados sin los signos visibles, el incremento creciente de el riesgo de falla inesperada.

En caso del ataque de **cloruro**, los iones de cloruro facilitan la formación de Fe^{++} , así se incrementa el índice de corrosión. Cuando el cloruro inició la corrosión normalmente ésta- comienza como corrosión local, con considerable reducción de la sección transversal de la barra de acero la cual puede tener lugar dentro de un tiempo corto y sin los signos visibles sobre la superficie de concreto.

La relación entre el área del cátodo y el área del ánodo, $A_c/A_a \gg 1$, es llamada **corrosión general**. Este tipo de primacías de corrosión es bien conocido al producto amarillo/rojo/café, el cual da origen rápidamente a los signos visibles de la corrosión (expansión del concreto, grietas y manchas de óxido).

El índice de corrosión depende del contenido de humedad y el contacto electrolítico entre el ánodo y el cátodo. RH % bajo se refiere al contenido de humedad en los poros del concreto en el área de ánodo (la resistencia eléctrica en el ánodo es decisivo para la corrosión, y la poca resistencia con el aumento del contenido de humedad. En la superficie de concreto habrá el agua normalmente suficiente para el proceso de cátodo). El contenido de humedad en el concreto en promedio por mas de un año puede ser diferente de RH % en el aire, especialmente en caso de la presencia de cloroides en el concreto.

En RH % menores que 80, el índice de corrosión no tiene importancia. Normalmente el índice de corrosión cae en RH por encima de 95% y alcanza 0 en RH = 100 % . Ver figura I.46. Pero si hay el contacto eléctrico a las áreas con el contenido de humedad menos, un cátodo puede ser formado en esta área y la tasa de corrosión aumentará.

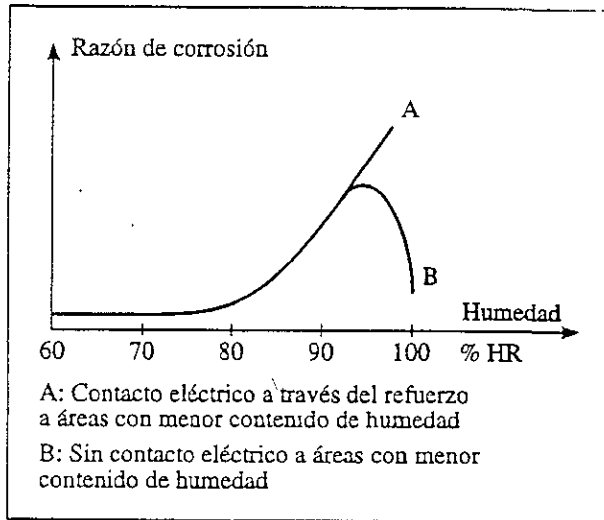


Figura 1.46 Razón de corrosión en relación con la humedad

Este puede ser el caso cuando una columna se desplanta en el suelo saturado. La corrosión puede tener lugar en un área de ánodo debajo de la tierra (RH 100 %), debido a que el proceso de cátodo tiene lugar por debajo de la tierra húmeda.

Los dos tipos de corrosión son normalmente localizadas en diferentes lugares en la estructura.

1.6.7 CORROSIÓN LOCAL / GENERAL

Corrosión Local

No presenta signos visibles sobre la superficie, se localiza típicamente en:

- En una pequeña zona de la sección transversal (máximo momento flexionante negativo), ejemplo, los soportes y losas en cantiliver.
- En las uniones y las grietas de construcción en concreto con alto contenido del cloruro y humedad.
- El concreto con un contenido inicial alto del cloruro.

Corrosión General

Presenta signos visibles en la superficie, se localiza típicamente:

- En el concreto de baja calidad, especialmente en el recubrimiento de concreto.
- En concretos con el espesor insuficiente de recubrimiento.

- En concretos donde se alterna la humedad y el secamiento en lugares como las superficies horizontales (especialmente en la parte de abajo) y en superficies verticales a nivel del mar.

En la práctica, la mayoría de las estructuras (excepto las estructuras sumergidas en el agua o en el suelo saturado) serán expuestas tanto a la humedad como al secamiento

En los inicios de la fase, la corrosión se desarrollará normalmente como la corrosión local. En la fase posterior, la corrosión general sigue con los signos evidentes de la corrosión en la superficie. En las estructuras con la corrosión provocada por cloruros, la corrosión (esto es, la reducción de la sección transversal) normalmente será crítica en la fase posterior.

Tres casos típicos de corrosión (cubierta de puente, la columna y la pared del alero) se describen a continuación.

a) Losa de puente

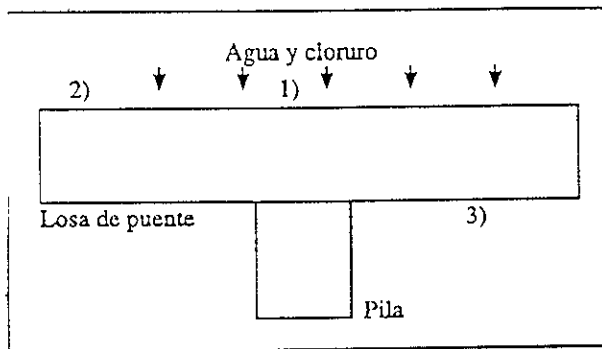


Figura I.47 Ejemplo 1 Losa de puente

- 1) Las áreas con las grietas provocadas por el momento flexionante negativo: la corrosión se desarrollará como la corrosión local con un índice de corrosión alto y por consiguiente la reducción de la sección transversal.
- 2) Las áreas en que la corrosión en la primera fase desarrollará como la corrosión local y en las fases posteriores llevarán a la corrosión más general seguidas por desconchamiento del concreto.

El desarrollo de la corrosión depende del contenido de humedad y la duración de la humedad y los períodos secos. En las losas sin recubrimiento en clima caliente y con solamente influencia de agua ocasional (alternada la humedad y el secamiento), la---

corrosión se desarrollará rápidamente como la corrosión general con los productos de corrosión en expansión. El tiempo hasta que el ataque de corrosión se haga visible sobre la superficie es normalmente más corto pero el daño para el refuerzo menor que en las cubiertas con un constante contenido de agua alto (Ejemplo en caso de una cubierta no impermeable que permita penetrar el agua pero de no evaporarse de nuevo).

En las losas con una superficie sin impermeabilizar, las condiciones de corrosión son óptimas. En este caso, signos visibles de la corrosión ocurren normalmente en una fase muy última cuando la superficie presenta grietas (o cuando las losas por otras razones se reemplazan).

Una tasa alta de la corrosión puede ser vista, aunque haya una carencia del oxígeno necesario en la capa superior. Esto es debido a que la reacción catódica de consumo de oxígeno puede tener lugar sobre la capa de refuerzo más bajo.

- 3) Normalmente, el riesgo de la corrosión en la parte posterior es limitado excepto en las áreas con filtraciones acuáticas, especialmente con aguas contaminadas de cloruro. Si mayores áreas sufren la influencia del agua, el mecanismo del daño será igual al caso 2) dando lugar al desconchamiento de la cubierta.

b) Pilas

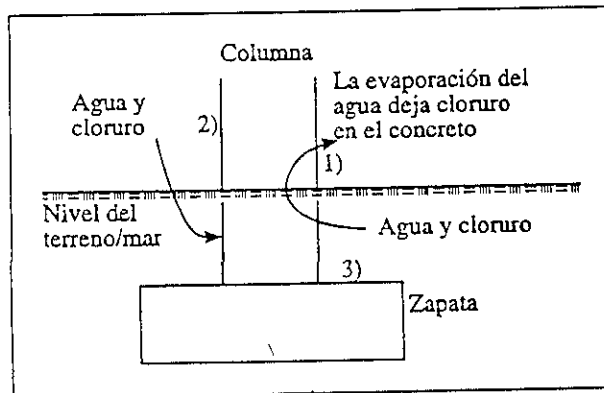


Figura I.48 Ejemplo 2 Pila

- 1) Las áreas con riesgo de corrosión local especialmente en contante humedad y contaminación de cloruro en el concreto. En concreto expuesto a la humedad alternado con el secamiento, el producto de corrosión expandirá las grietas causantes del desconchamiento de la losa.

- 2) La corrosión general, principalmente provocada por carbonatación. La corrosión se desarrollará lentamente, pero el daño visible aparecerá en una etapa temprana.
- 3) Las áreas en peligro de la corrosión local. La carencia del oxígeno no evita la corrosión debido a que el proceso catódico tendrá lugar en el nivel de tierra anterior al área de acero. La tasa de corrosión puede ser muy alta.

c) Aleros y muros de retención

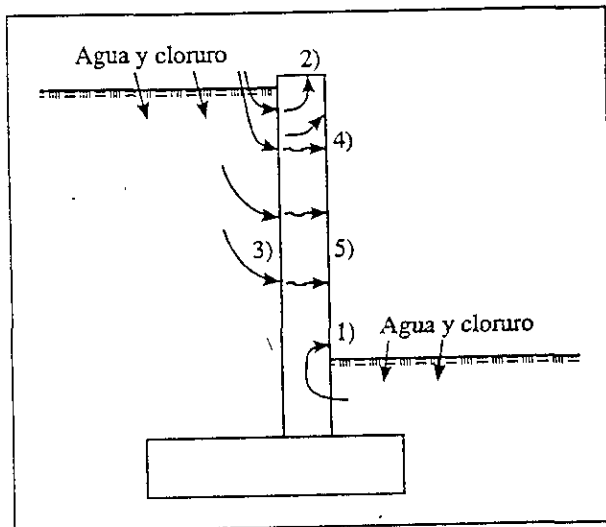


Figura I.49 Ejemplo 3 Aleros

Los muros de contención pueden sufrir varios tipos de ataque de corrosión:

- 1) Bajo el nivel de tierra, las condiciones son similares a aquellas de una columna (ejemplo 1).
- 2) En la parte superior, hay un riesgo muy alto de contenido de cloruro originado por el correr de agua en la superficie del camino en la parte superior y la parte inferior del lado trasero de la pared. Debido a alternar la humedad y el secamiento, los signos visibles de la corrosión del refuerzo son vistos como desconchamientos verticales en la parte superior. Estos desconchamientos facilitan el acceso del agua, lo cual aumenta el índice del proceso de corrosión, etc.

- 3) En la parte trasera del muro, puede existir un contenido constantemente alto de humedad y nivel de cloruro. Aunque hay una carencia del oxígeno, puede ocurrir corrosión severa. (La situación es similar para un apoyo de columna).
- 4) En la parte delantera del muro, el contenido de cloruro puede ser muy alto, debido a que al penetrar el agua salina del lado trasero se evapora, dejando los cloruros en el concreto.
- 5) En lo absoluto las superficies expuestas al aire, iniciada la carbonatación la corrosión general puede ocurrir.

1.7 REACCIONES ALCALINO - SÍLICAS

En el concreto húmedo los álcalis del cemento (o de los alrededores) puede reaccionar con agregados silíceos.

El proceso puede ser descrito brevemente como sigue:

Los iones alcalinos (Na^+ y K^+) del cemento, el agua de mezcla o de los alrededores (en los puentes típicamente el agua de mar o de productos químicos) lleva a un aumento de la concentración de OH^- en el agua en los poros del concreto. OH^- disuelve el silicón amorfo (SiO_2) el cual puede estar presente ejemplo. en el agregado de pedernal, produciendo un gel.

Este gel absorbe el agua posible de los alrededores y se expande. Bajo ciertas circunstancias la presión de la expansión produce las grietas en el concreto, formando un patrón de grieta sobre la superficie de concreto. Si las reacciones tienen lugar en el agregado áspero cerca de la superficie de concreto, puede resultar un descascamiento. Ver la figura 1.50.

Patrón de grieta

En general, concreto atacado por las reacciones alcalino - silicas (o algún otro proceso de deterioro) se expandirá y agrietará del modo más fácil. Esto significa que:

- Las grietas más ásperas formarán paralelamente a la sección con el refuerzo más débil.
- Las debilidades en el diseño del refuerzo será revelado. Ejemplo, algunas grietas pueden aparecer si la sección transversal no es (o muy deficiente) reforzada.

- Normalmente, se forma un sistema de grietas interno paralelo a la superficie de concreto. Esta clase de grietas puede ser detectada extrayendo núcleos, o por las técnicas más elaboradas, como los ecos de impacto.
- La interacción entre los esfuerzos de tensión internos de las reacciones alcalino-silicas y de las fuerzas de carga inducida revelan el sendero de las fuerzas internas en la estructura: Las grietas seguirán la dirección de los esfuerzos internos, particularmente donde se concentran las cargas. Ver figura I.12

La conclusión sobre el patrón de daño anterior es que pueden ocurrir problemas de capacidad serios si el diseño del refuerzo es insuficiente. (ejemplo. sección sobrerreforzada o superposición demasiado pequeña en las gasas). Si el diseño de refuerzo es bueno (estribos cerrados, suficientemente traslapados, estribos en U en el final de la viga, el refuerzo transversal en las zonas de anclaje) las reacciones alcalino - sílicas no reducen la capacidad de carga considerablemente.

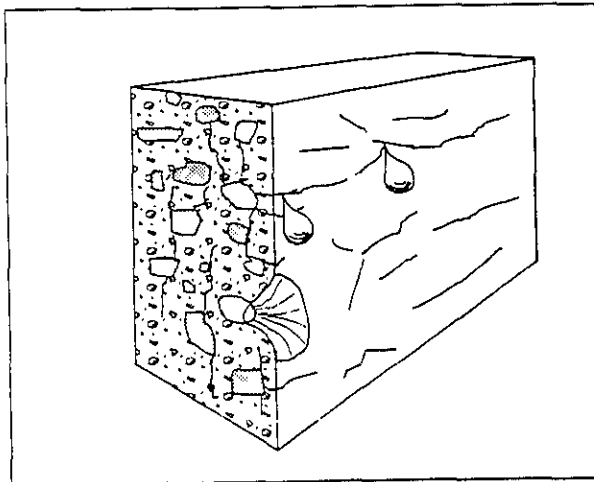


Figura I.50 Reacciones alcalinosilicas

Las gotas de gel pueden formar grietas emergentes adicionales. El gel es soluble en el agua, por lo tanto en las estructuras exteriores es lavado por la lluvia. Pero en las estructuras interiores puede ser visto.

Las reacciones alcalino - silicas pueden tener lugar solamente si el concreto contiene álcalis, sílico y agua. Para evitar el daño cualquier mineral de estos tienen que estar fuera o en el límite a un nivel aceptable. Sobre las estructuras existentes con los problemas alcalino - silicos, el único modo practicable es el mantener el agua lejos del concreto ya sea edificando un escudo, o colocando una protección en la superficie (impermeable, pero permitiendo la salida del agua evaporada).

Sobre las estructuras nuevas (y en trabajo de rehabilitación sobre las estructuras existentes), las reacciones alcalino - sílicas tienen que prevenir el uso de agregados que no reaccionen con álcalis, y/o utilizar el cemento con un contenido de álcalis bajo

Sin el conocimiento disponible respecto a la reactividad de los agregados, tienen que determinarse por las pruebas. Normalmente la fracción de los agregados de arena se consideran más peligrosos con las reacciones alcalino - sílicas.

Es muy importante la prevención de las reacciones alcalino - sílicas para evitar las grietas iniciales en el concreto.

No es posible de establecer los valores de umbral exactos, pero el siguiente puede servir como una guía respecto a la humedad: Si la humedad relativa en los poros del concreto es cerca de 85 - 95 % RH, el gel es sólido, y la expansión puede causar grietas y descapelamiento externo. Si la humedad es más alta, el gel es líquido. Llenará los poros y las grietas y puede penetrar a la superficie, pero no provocará el daño serio. Si la humedad es menor que cerca de 85 %, se espera que las reacciones tengan lugar.

Las reacciones alcalino - sílicas pueden tener lugar por un tiempo considerable (años) antes de que los signos visibles del daño ocurran. Al mismo tiempo, los esfuerzos internos han crecido a una magnitud que causa la expansión y el agrietamiento del concreto. El agrietamiento y la expansión continúan por algún tiempo (años) después los cuales desaparecen poco a poco.

El índice de deterioro puede ser considerablemente elevado si la acción de deshielo tiene lugar al mismo tiempo, debido a que el agua de congelación crea los esfuerzos internos en las grietas iniciadas por las reacciones alcalino - sílicas.

El único modo confiable de identificar las reacciones alcalino - sílicas con certidumbre es por medio de las técnicas específicas de microscopio en el laboratorio (inspección de microscopio de rebanadas delgadas de un corazón fuera el núcleo de concreto)

I.8 ATAQUE DE SULFATO

El contenido de sulfatos en el agua ataca al concreto químicamente.

Tanto el agua de pozo como el agua de superficie pueden contener sulfatos. El agua de mezcla también puede contener sulfatos, si no se revisa.

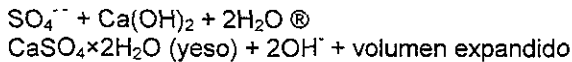
El agua de mar contiene sulfatos, y el agua de cloaca también puede contener sulfatos.

Además, los agregados pueden estar contaminados por sulfatos.

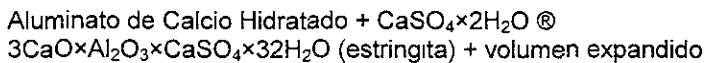
a) Química detrás del Ataque de Sulfatos

Los sulfatos contenidos en el agua atacan al concreto de diferentes maneras. Cuando los iones de sulfato entran en contacto con los productos de hidratación, comienzan las reacciones químicas. En la mayoría de los casos, esta reacción provoca la expansión del volumen.

1.- Las concentraciones altas de iones de sulfato (SO_4^{2-}):



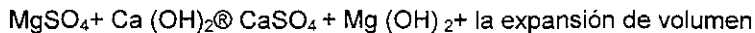
2.- Concentraciones más bajas de SO_4^{2-} :



3.- Más serio: El sulfato de magnesio y amonio:



Y



En los casos 1 y 2, los silicatos hidratados de calcio se transforman en yeso y estringita, lo cual significa que el concreto perderá resistencia. A un más, la pasta de cemento se expandirá, causando agrietamiento y desintegración de la superficie del concreto (desconchamiento)

b) Riesgo del ataque de sulfatos

El riesgo del ataque de sulfato depende de los siguientes parámetros:

- El contenido del sulfato en los alrededores (agua de mar, el agua de pozo, suelo). La agresividad del agua y el suelo puede ser dividido en tres grupos:
 - **Moderado:** Agua con menos de 300 mg SO_3 /l o suelo con menos que 0.2 % SO_3 .
 - **Agresivo:** Agua con 300-1000 mg SO_3 /l o suelo con 0.2-0.5 % SO_3 .
 - **Muy agresivo:** Agua con más de 1000 mg SO_3 o suelo con más de 0.5 % SO_3 .
- El contenido de humedad del concreto. La reacción necesita la presencia del agua.

- El tipo de cemento. Especialmente el contenido de C_3A del cemento.
- El sulfato contaminando los agregados.
- La permeabilidad y/o la habilidad de la succión capilar (ejemplo. de la parte enterrada de una columna a la parte libre).

La concentración de sulfato aumentará constantemente en la zona de evaporación llevando a un deterioro rápido. La succión capilar también puede llevar a un ataque de sulfato general sobre el concreto en toda la sección transversal.

- La protección de superficie del concreto.

Un caso especial de **tanto el ataque como la corrosión y de sulfato** se observa en las estructuras en su parte sumergidas, especialmente las estructuras con grandes dimensiones.

Las estructuras en parte sumergidas normalmente tienen los problemas más grandes en la zona de golpeo de agua. Sin embargo, si el recubrimiento debajo de el nivel del mar desintegra debido al ataque de sulfato, un ánodo grande se forma bajo el nivel del mar.

El cátodo estará por arriba del nivel del mar. En las estructuras con dimensiones grandes, una gran cantidad de flujos de corriente, provocarán un severo ataque de corrosión en la parte sumergida.

I.9 EROSIÓN / SOCAVACIÓN

La socavación es la acción erosiva del flujo de agua que excava y arrastra lejos el material del y fondo del cuerpo de agua.

La socavación es una de las causas más frecuentes de falla en puentes, principalmente porque puede desarrollar una extensión muy grande dentro de un tiempo corto.

Si el nivel del lecho de río ha cambiado significativamente en general o alrededor los muelles / estribos hay siempre la razón de llevar a cabo las investigaciones más a fondo. Nótese que allí pueden presentarse los problemas, aunque la erosión no haya alcanzado el nivel del anverso de la cimentación. En muchos casos la capacidad de resistencia de una cimentación depende de la presión (peso) del suelo que la rodea. Y particularmente de la cimentación de la pila depende del suelo que lo rodea.

El problema de socavación puede ser dividido en tres grupos:

- a) Acumulación / degradación
 - b) Socavación general
 - c) Socavación local
- a) Acumulación / degradación**

La acumulación y degradación son los cambios a largo plazo en el nivel del lecho de río.

Acumulación es la depositación del material, elevado de el lecho de río, mientras que la degradación es el bajar el lecho del río por la erosión.

La acumulación reduce la sección transversal de la vía fluvial. Esto provocará que la superficie acuática se eleve, y durante una inundación, la superestructura puede ser afectada por el agua y los restos, causando aumento de fuerzas horizontales en el puente.

La degradación puede llevar a descubrir a la cimentación provocando con el tiempo la falla de los muelles / estribos y así de todo el puente.

b) Socavación General

La socavación general se caracteriza por la remoción (erosión) del material de todo el ancho del cauce. Generalmente, es provocada por el aumento de velocidad del agua. No hay distinción estricta entre la socavación general y la degradación, pero en general, la degradación es una erosión lenta del material sobre un período de tiempo largo (años), mientras que la socavación general puede tener lugar en un período más corto.

La socavación general con frecuencia ocurre debido a una contracción del flujo del agua. Puede ser resultado de la construcción del puente, como las pilas, estribos y conos reducen la sección transversal del cauce. Sin embargo, puede también ser provocado por las obstrucciones u otros cambios en el cauce, aguas arriba o aguas abajo.

Otra causa posible de la socavación general es la excavación del lecho de río, esto es, de arena y grava.

c) Socavación Local

La socavación local es una socavación que solamente afecta una parte menor del ancho del cauce. Generalmente, ocurre donde las obstrucciones (naturales o artificiales) cambian el flujo del agua, las aceleraciones y la creación de un sistema de turbulencias

La ocurrencia de la socavación local depende mucho del diseño de las obstrucciones al flujo acuático (pilas y estribos).

Si una protección contra socavación solamente cubre parte del lecho de río, la socavación local puede ocurrir en los bordes de la protección. Particularmente si la protección es de un tipo sólido tal como el concreto o el asfalto. La apertura, los tipos flexibles de protección (alambre los acolchados, el cascajo) son menos vulnerables de la socavación local.

d) Prevención

La socavación se previene de la siguiente manera

- Minimizando la reducción de la sección transversal del cauce, provocada por el puente,
- No haciendo las regulaciones de la corriente (pilas y estribos, un diseño de protección) contra socavación que minimice la formación de turbulencias.
- La protección del lecho de río y sus bordes
- Evitar la extracción (la excavación de la arena y la grava) del lecho de río.

CAPITULO II

REVISIÓN DE LA CAPACIDAD ESTRUCTURAL

II.1 EVALUACIÓN DE LA CAPACIDAD DE CARGA

II.1.1 GENERALIDADES

La Evaluación de la Capacidad de Carga está en principio llevada a cabo de acuerdo con las "Especificaciones Guía para la Evaluación de la Resistencia de Puentes Existentes de Acero y Concreto", de AASHTO 1989. En lo siguiente, la abreviatura EGER se utiliza cuando se haga referencia a estas especificaciones guía.

Las resistencias locales están en principio calculadas de acuerdo con AASHTO "Especificaciones Estándar para Puentes de Carreteras", edición decimoquinta, 1992. En lo siguiente la abreviatura Especificaciones AASHTO, se utiliza cuando se haga referencia a estas especificaciones.

Sin embargo, algunas extensiones, modificaciones y adiciones se han hecho a las especificaciones anteriormente mencionadas con respecto a la carga y resistencias locales.

Las Normas Oficial Mexicana establece Especificaciones de peso, dimensiones y capacidad de los vehículos de autotransporte que transitan en los caminos y puentes de jurisdicción federal.

A continuación se enlistan definiciones no comunes :

- Peso, Fuerza que ejerce sobre la superficie terrestre un vehículo expresado en kilogramos - fuerza.
- Peso bruto vehicular, y el peso de la carga.
- Peso por eje, Concentración de peso, expresado en kilogramos - fuerza (Kgf), que un eje transmite a través de todas sus llantas a la superficie de rodamiento.
- Remolque, Vehículo con eje delantero y trasero no dotados de medios de propulsión y destinado a ser jalado por un vehículo automotor, o acoplado a un semirremolque
- Semirremolque, Vehículo sin eje delantero, destinado a ser acoplado a un tractocamión de manera que sea jalado y parte de su peso sea soportado por este.
- Tractocamión, Vehículo automotor destinado a soportar y arrastrar semirremolques y remolques.

- Tractocamión articulado, Vehículo automotor destinado a soportar y arrastrar semirremolques y remolques.
- Tractocamión doblemente articulado, Vehículo destinado al transporte de carga, constituido por un tractocamión, un semirremolque y un remolque, acoplados mediante mecanismos de articulación.

II.1.1.1 TIPOS DE CARRETERAS

Atendiendo a sus Características Geométricas las carreteras se tipifican en cuatro tipos, de acuerdo con su tránsito diario anual (TDPA) para el horizonte de proyecto, en la forma siguiente :

1.- Carretera Tipo " A " :

" A4 " : Carretera de cuatro carriles, para un TDPA, de 5000 a 20000 vehículos.

" A2 " : Carretera de dos carriles, para un TDPA, de 3000 a 5000 vehículos.

2.- Carretera tipo " B " :

" B4 " : Carretera de cuatro carriles, red primaria.

" B2 " : Carretera de cuatro carriles, red primaria para un TDPA, de 1500 a 3000 vehículos.

3.- Carretera tipo " C " : Carretera de dos carriles, red secundaria para un TDPA, de 500 a 1500.

4.- Carretera tipo " D " : Carretera de dos carriles, red alimentadora para un TDPA, de 100 a 500.

II.1.2 CARGAS

II.1.2.1 VEHÍCULOS EMPLEADOS EN LA REVISIÓN DE LA CAPACIDAD DE CARGA

En 1980 se hizo pública una clasificación de las cargas, donde se especificaron las dimensiones y los pesos autorizados, tomándose de éstas, para el diseño de puentes, las cargas denominadas T3-S3 y T3-S2-R4 con pesos respectivos de 48.50 y 66.50 ton ; sin embargo, el uso de estas cargas tardó varios años en generalizarse en el país.

Los vehículos de referencia se seleccionan como los vehículos mostrados en la Figura II.1, y II.2. El T3-S2-R4 es un tractor con semi-remolque, remolque con un peso total de 65.5 t. El T3-S3 es un tractor con semi-remolque, remolque con un peso total de 48.5 t. Estos vehículos representan la carga máxima por camión legal en México a partir del 1 de noviembre 1996, de acuerdo con el "Reglamento sobre peso, dimensiones y capacidad de los vehículos de autotransporte que transitan en los caminos y puentes de jurisdicción Federal", Secretaría de Comunicaciones y Transportes, 26. de Enero, 1994.

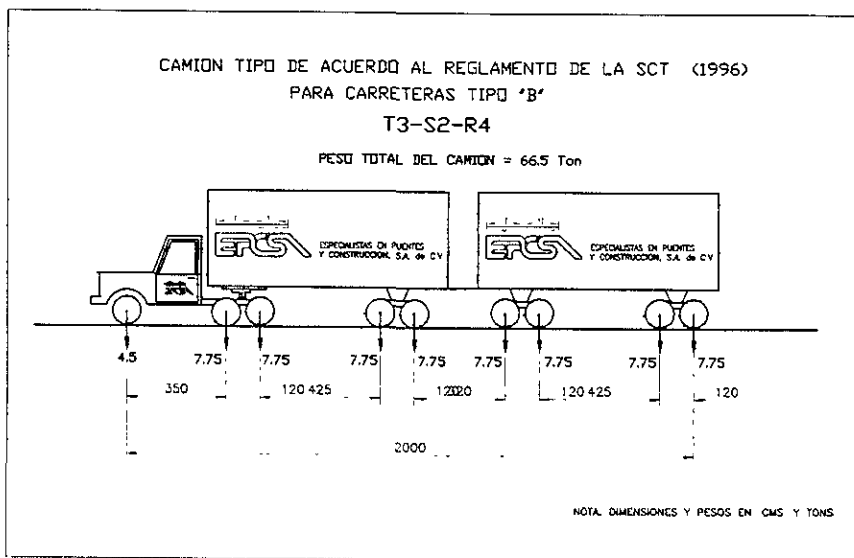


Figura II.1 T3-S3-R4, Tractor Semirremolque y remolque

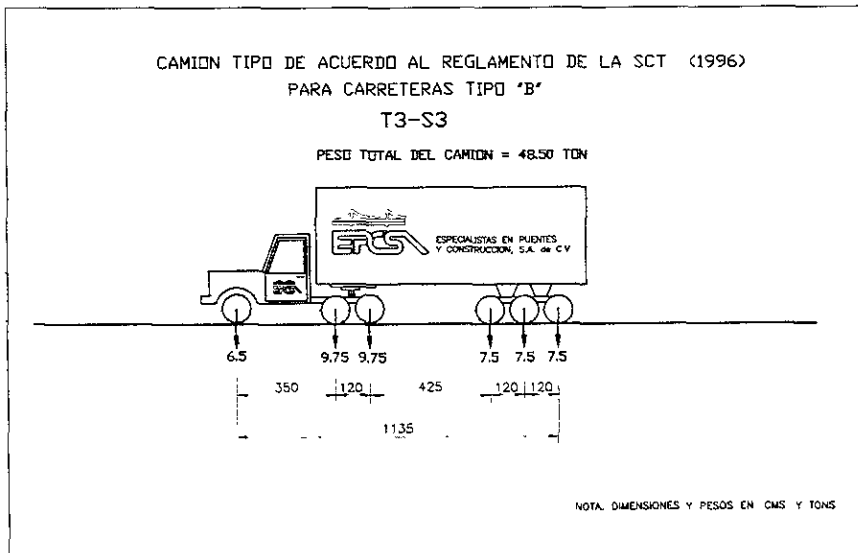


Figura II.2 T3-S3, Tractor y Semirremolque

II.1.2.2 POSICIÓN DE TRANSPORTES PESADOS CON RESTRICCIONES DE TRÁFICO

Quando se calculan los efectos de carga en la superestructura por transportes pesados con restricciones de tráfico, solamente un vehículo será considerado simétricamente situado sobre la línea de centro del puente. Para la distribución de la carga de evaluación y efectos locales, la carga por rueda y las ruedas serán utilizadas las configuraciones mostradas en la figura II.3. Cuando se evalúen los efectos de los transportes con ancho de 3.0 metros totales, serán considerados ambos vehículos mostrados.

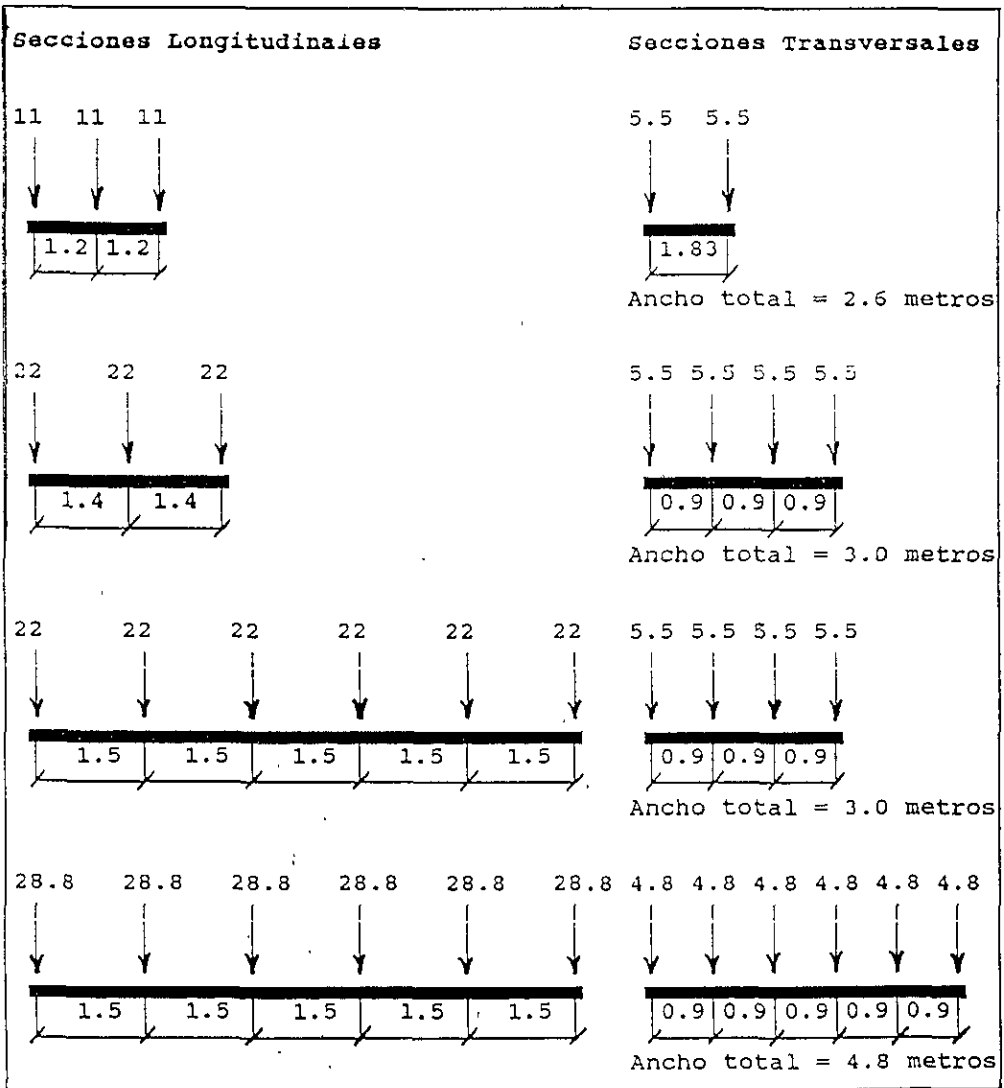


Figura II.3 Transportes pesados con restricciones de tráfico

II.1.2.3 COMBINACIONES DE CARGA

Normalmente solamente se considera el estado límite último (ELU). Si el cálculo de la resistencia última de la superestructura de una estructura de concreto armado está basado en la teoría de la plasticidad (articulaciones plásticas, líneas de fluencia) el Estado de Límite de Servicio (ELS) será considerado para evitar las grietas gruesas y las deformaciones permanentes provocadas por fluencia.

En estructuras de concreto armado la fatiga normalmente no es un problema. Sin embargo, puede ser un problema, si hay componentes donde los efectos (alternos) de carga viva son los efectos de carga más dominantes y donde el nivel de esfuerzos sea alto (e. g. las losas de cubierta delgadas sin pavimento). Concerniente a la evaluación del riesgo de ruptura por fatiga en el refuerzo, la referencia se hace a las Especificaciones AASHTO.

En las estructuras de acero y en las estructuras compuestas (acero / concreto) la fatiga es con frecuencia un problema debido a la razón alta entre carga viva y la carga muerta. La fatiga es especialmente un problema cuando los detalles de soldadura contienen grandes concentraciones de esfuerzo (como las estructuras de Tridlosa). Concerniente a la evaluación del riesgo de ruptura por fatiga en las estructuras de acero, la referencia se hace a las Especificaciones AASHTO.

II.1.2.4 FACTORES DE CARGA

Cuando se computen los efectos de carga para la evaluación del factor de clasificación de capacidad de carga, los factores de carga serán incluidos de acuerdo con EGER, la cual tiene en cuenta una cierta proporción de sobrecarga (en dependencia de la imposición de las restricciones de peso y el volumen de tráfico actual), la presencia de vehículos con otras configuraciones y pesos por eje así como la presencia múltiple de vehículos en la misma vía o carril.

Si se considera el Estado Límite de Servicio (ELS), todos los factores de carga son igual a 1.0.

II.1.2.4 IMPACTO

Cuando se computan los efectos de carga para la evaluación de la capacidad para llevar carga, será incluido un factor de impacto. Cuando las condiciones del acceso y de la cubierta han sido recientemente inspeccionadas, puede ser utilizado el impacto permitido en las EGER. En todos lo demás casos serán utilizados los valores de las Especificaciones AASHTO.

Estos valores también se utilizan en el Estado Límite de Servicio.

II.1.3 ANÁLISIS ESTRUCTURAL

El Análisis estructural puede ser llevado a cabo de acuerdo con las Especificaciones de AASHTO.

Alternativamente, pueden ser utilizados análisis más elaborados (elemento finito etc.), como los programas de Diseño de Puentes de RH&H Sistema-PC.

En caso de utilizar métodos alternativos, se aplica un factor de corrección, referido por EGER en la tabla 1. El factor de corrección será utilizado para aumentar el factor de carga tomado de la tabla 2 en EGER. Este factor solamente se utiliza para la carga viva en conexión con la distribución de carga de las cargas vehiculares.

Los programas restantes trabajan con cualquier sistema consistente de unidades; pero para obtener resultados con un número razonable de dígitos es aconsejable utilizar el Sistema-SI.

1) El Sistema-SI (Sistema Internacional de Unidades) es un sistema métrico, que utiliza el Newton como unidad fuerza. Las siguientes conversiones son aplicables:

$$1 \text{ Mpa (N/mm}^2 \text{ o MN/m}^2\text{)} = 10.197 \text{ kgf/cm}^2$$

$$1 \text{ kN} = 101.97 \text{ kgf} = 0.10197 \text{ ton}$$

$$1 \text{ kgf/cm}^2 = 0.098067 \text{ Mpa}$$

$$1 \text{ ton} = 1000 \text{ kgf} = 9.8067 \text{ kN}$$

II.1.4 RESISTENCIAS LOCALES

La Resistencia Local nominal puede ser calculada de acuerdo con las Especificaciones AASHTO, el Método de Diseño de Resistencia (Diseño de Factor de Carga).

El cálculo de la resistencia tomará en consideración los efectos del deterioro observado en el campo, como pérdida de concreto o el área transversal del acero y la disminución en la resistencia.

II.1.4.1 RESISTENCIA DEL CONCRETO

La resistencia a la compresión del concreto sano será supuesta igual a la resistencia requerida en los planos. Si esta información no es disponible, la resistencia definitiva a la compresión se fijará en 200 kgf/cm^2 .

Para concreto insano o deteriorado, esta resistencia definitiva será reducida, pero no menos que $2/3$ de $200 \text{ kgf/cm}^2 = 133 \text{ kgf/cm}^2$.

Los resultados de las pruebas de la resistencia del concreto en el campo serán tomados en cuenta en caso de resistencia reducida.

II.1.4.2 RESISTENCIA DEL ACERO DE REFUERZO

La resistencia de fluencia del acero de refuerzo será supuesta igual a la resistencia de fluencia requerida de los planos. Si esta información no está disponible la resistencia de fluencia será 2300 kgf/cm² en los puentes construidos antes de 1980 y 4000 kgf/cm² en los puentes construidos después de 1980.

Si la condición del elemento de puente en cuestión y/o documentos del período de construcción indican que otro tipo de acero de refuerzo se utilizó al originalmente especificado, es recomendable tomar una muestra de prueba del refuerzo para probar en el laboratorio.

II.1.4.3 RESISTENCIA DEL CONCRETO A LA FLEXIÓN

La resistencia a la flexión de miembros concreto puede ser calculada ya sea por los métodos descritos en las Especificaciones AASHTO.

II.1.4.4 RESISTENCIA DEL CONCRETO AL CORTANTE

La resistencia al cortante de miembros de concreto puede ser calculada ya sea por los métodos en las especificaciones AASHTO para Puentes de Carretera o por medio del método de la Analogía/de la Armadura en el Alma, descrito a continuación.

II.1.4.5 COLUMNAS DE CONCRETO

Las columnas de concreto pueden ser calculadas ya sea por los métodos descritos en las Especificaciones.

II.1.4.6 RESISTENCIA DEL ACERO ESTRUCTURAL

El límite de fluencia del acero estructural será supuesto igual al límite de fluencia requerido de los planos. Si esta información no es disponible, la resistencia a la fluencia se fijará en 2300 kgf/cm².

Cuando se ejecutan las pruebas para evaluar el esfuerzo de fluencia, los valores medios serán reducidos en 10% para producir la resistencia de fluencia nominal. Donde se ejecuten más de 3 pruebas en un tamaño individual de secciones o espesor de placa, la resistencia de fluencia nominal puede ser el valor medio menos dos veces la desviación estándar.

II.1.4.7 RESISTENCIA DE CONEXIONES SOLDADAS

Normalmente, el metal de soldadura puede suponerse que tiene la misma resistencia que el metal base. Sin embargo, donde la soldadura ha sido ejecutada en los aceros no soldables, este no es el caso.

Un ejemplo en los puentes tipo espacial (Tridilosa), donde la soldadura se ejecuta en las barras deformadas con un contenido muy alto de carbono. Estas soldaduras no tienen la resistencia de las barras y aún más las soldaduras son quebradizas. Eso significa que puede desarrollarse una posible ruptura sin ninguna advertencia.

Este tipo de problemas deberán evaluarse por los especialistas en metalurgia y están fuera del alcance de este manual.

II.1.4.8 FACTOR DE RESISTENCIA F_R

Los Factores de Resistencia mostrados en EGER, Tabla 3 (a), sección I, serán utilizados para los miembros en buena condición. La influencia del nivel de la inspección y el mantenimiento está dada en, Tabla 3 (a), sección III y IV. La influencia del deterioro dada en la sección II no se utiliza.

Para los puentes de DGCC no se usa ninguna reducción de F_R , cuando la clasificación de condición es 0, 1, 2 y 3. Si la clasificación de condición es 4 o 5, una inspección especial debería ejecutarse para determinar la reducción requerida.

La inspección especial involucra la medición de pérdida del área transversal en las secciones críticas. La evaluación de capacidad de carga real deberá estar basada en estas mediciones. Ninguna reducción del factor de resistencia se toma en cuenta a menos que el desarrollo de daño sea serio y ningún seguimiento de inspecciones se lleva a cabo regularmente hasta el momento de reparación.

Normalmente sólo la superestructura de un puente es tasada. Si los apoyos y/o las cimentaciones tienen calificación de condición 4 o 5, también debe considerarse su capacidad.

Note, que las grietas comunes por flexión y cortante de concreto no son clasificadas como deterioro. La evaluación de resistencia en sí revelará las deficiencias estructurales. Normalmente, deterioro significa pérdida del área transversal (acero y/o concreto).

Note, que la escala para la clasificación de condición referida en EGER, Tabla 3 (a), sección II, punto 4 respecto a la consideración de condición es diferente de la escala utilizada por DGCC EN SIPUMEX. AASHTO Utiliza normalmente la escala desde 0 a 9 (9 mejor, 0 pésima), mientras DGCC/SIPUMEX utiliza una escala desde 0 a 5 (0 mejor, 5 pésima).

II.1.5 ESTADO LÍMITE DE SERVICIO, “ CONCRETO “

Las reglas para la evaluación de capacidad de carga, dada en esta tesis, conciernen principalmente con la seguridad de los puentes en el estado límite último.

Esto significa que el exceso de "esfuerzos permisibles" pueden ocurrir en el estado de límite de servicio. Esto es aceptable tanto como las consecuencias de que, como la grieta aumenta el ancho (y deflexiones) es aceptable y ninguna deformación permanente provocada por fluencia tiene lugar.

Por lo tanto, la determinación de la capacidad de carga estará seguida por un chequeo de los esfuerzos y anchos de grieta (y deflexiones en casos especiales).

Lo siguientes límites para anchos de grieta pueden ser considerados como una guía.

Clase de Ambiente	Ancho máx. de Grieta, Concreto Reforzado	Ancho máx. de Grieta, Concreto Presforzado
Agresivo	0.25	0.10
Moderado	0.35	0.15
Pasivo	0.45	0.20

Tabla II.1 Ancho de Grietas Recomendado

Los límites para anchos de grieta de las grietas de cortante (y grietas por flexión en el alma sobre el refuerzo principal) en las vigas, se autoriza exceder los límites dados en la tabla, si el riesgo de la corrosión es sin importancia.

Normalmente, el ancho de grieta se calcula utilizando la práctica común y las fórmulas.

II.1.6 CLASIFICACIÓN DE CAPACIDAD DE CARGA

II.1.6.1 EL FACTOR DE CLASIFICACIÓN, RF

La Evaluación de Capacidad de Carga se expresa por el Factor de Clasificación, RF, como se define debajo (ver también EGER). El factor de clasificación está basado solamente en el análisis del estado límite último.

El factor de clasificación se calcula en el siguiente modo.

$$RF = \frac{\phi R_u - \gamma_D D}{\gamma_L L(1 + I) C_f}$$

Donde:

fR_u	=	Resistencia local o seccional
g_D	=	Carga muerta factorizada
g_L	=	Carga viva factorizada de los vehículos de referencia
$1+I$	=	Impacto, Carga viva
C_f	=	Factor de corrección para análisis (referencia EGER, tabla 1)

El Factor de Clasificación del puente es el valor más pequeño de RF obtenido, utilizando la fórmula mostrada anteriormente en las secciones críticas del puente.

Cuando el Factor de Clasificación es 1.0, el puente tiene la seguridad adecuada contra colapso, cuando se carga con los camiones legales en los caminos de clasificación A y B, incluyendo impacto y sobrecargas comunes.

Comparando la carga legal de camión en los caminos de clase C con aquellos en los caminos de clasificación A y B, uno encuentra que el Factor de Clasificación para los puentes en los caminos en la clase C debería ser 0.89.

Así mismo uno encuentra que el Factor de Clasificación para los puentes en los caminos en la clase D debería ser 0.79.

II.1.6.2 CLASIFICACIÓN DE PUENTES

Cuando sean instrumentados los Factores de Clasificación pueden ser utilizados en la planeación de los trabajos de reforzamiento de los puentes. Para hacer comparable la clasificación de los puentes sobre las diferentes clases de camino. El sistema de Puentes Mexicano, produce listas, donde los puentes se ordenan después efectuar el cociente entre el Factor de Clasificación de Carga real y el Factor de Clasificación de Carga mínimo para la clase de camino real.

II.1.6.3 SISTEMA DE PUENTES MEXICANO, SIPUMEX

El resultado de la evaluación de capacidad de carga, el Factor de Clasificación, se almacena bajo el número relevante de puente junto con la longitud del claro crítico (el claro con más baja clasificación) y clasificación del camino llevado por el puente. La clase de camino puede encontrarse en un apéndice del " Reglamento sobre el peso, dimensiones y capacidad de los vehículos de autotransporte que transitan en los caminos y puentes de jurisdicción Federal ", Secretaria de Comunicaciones y Transportes, 26. de Enero, 1994.

II.1.6 RESISTENCIA A LA CARGA VIVA CON RESTRICCIONES DE TRÁFICO

II.1.7.1 RESISTENCIA A LA CARGA VIVA

La resistencia a la carga viva se define como el factor de resistencia local después de la resta del efecto de la carga muerta factorizada:

Resistencia a la carga viva = $f R_u - g_D D$

La ocurrencia de la carga muerta, no mostrada sobre los planos, será tomada en cuenta. Un ejemplo típico de esto es el espesor excesivo del pavimento.

II.1.7.2 ANCHO DE DISTRIBUCIÓN

Puentes, donde solamente una parte de la sección recta es efectiva para llevar la carga viva (ejemplo puente de losa plana ancha con longitud de claro corta), deberá calcularse con diferente ancho de la carga viva, "Posición de Transportes Pesados con Restricciones de Tráfico"

La resistencia a la carga viva será calculada como la resistencia local factorizada de la parte efectiva de la sección recta, sustrae tal parte del efecto de carga muerta factorizada que se lleva por la parte efectiva de la sección recta.

II.1.7.2 PROBLEMAS LOCALES

En algunos casos, la resistencia global de la superestructura de un puente permite pasar a un transporte pesado, mientras que la resistencia baja de una losa entre vigas y diafragmas puede poner un límite a la carga máxima por rueda o límite a la carga máxima de grupos de ruedas (línea de cargas o cargas distribuidas). En estos casos y en los casos similares, se harán notas en la base de datos que expliquen la condición especial.

El cálculo de resistencias locales factorizadas, junto con los efectos correspondientes de carga muerta, se almacenan bajo el número relevante del puente junto con la longitud del claro crítico (el claro con más baja resistencia). Los valores de la resistencia local a fuerza cortante y momento flexionante y correspondiente fuerza cortante y momento flexionante de carga muerta se almacenan correspondiendo a los tres anchos de los transportes pesados: 2.6, 3.0 y 4.8 metros. También en lo posible serán almacenadas las notas referidas a los anteriormente mencionados "Problemas Locales", así como la identificación de la parte responsable de los cálculos.

CAPITULO III

ANALISIS DE REFORZAMIENTO

III.1 CAPACIDAD AL CORTANTE, CONCRETO

III.1.1 CAPACIDAD AL CORTANTE, ANALOGÍA DE LA ARMADURA

III.1.1.1 ESFUERZO NOMINAL DE CORTANTE

El esfuerzo nominal de cortante en una viga y en la sección recta de una losa se define como:

$$\tau = \frac{V}{b h_i}$$

donde

- V = fuerza cortante de diseño en la sección
- b = ancho en la sección recta (ancho del alma en las vigas)
- h_i = brazo de palanca interno

La fuerza de diseño de cortante V se determina como

$$V = V_0 - V_c - V_t - V_p$$

donde

V_0 = fuerza cortante interna consistente con el momento flexionante interno M provocado por la carga aplicada.

V_c = Fuerza componente perpendicular al eje longitudinal en la zona de compresión, positiva en la misma dirección que V_0 .

V_t = Fuerza componente perpendicular al eje longitudinal en la zona de tensión, positiva en la misma dirección que V_0 .

V_p = Fuerza componente perpendicular al eje longitudinal del refuerzo de presfuerzo inclinado/desviado, positiva en la misma dirección que V_0 .

V_p no puede exceder el valor correspondiente al esfuerzo de fluencia, ó 0.2 % el esfuerzo de prueba, del refuerzo de presfuerzo

Cuando se calcula V_c y V_t , la variación de la fuerza de compresión y la fuerza de tensión provocadas por el momento flexionante actuante, deberá tomarse en cuenta.

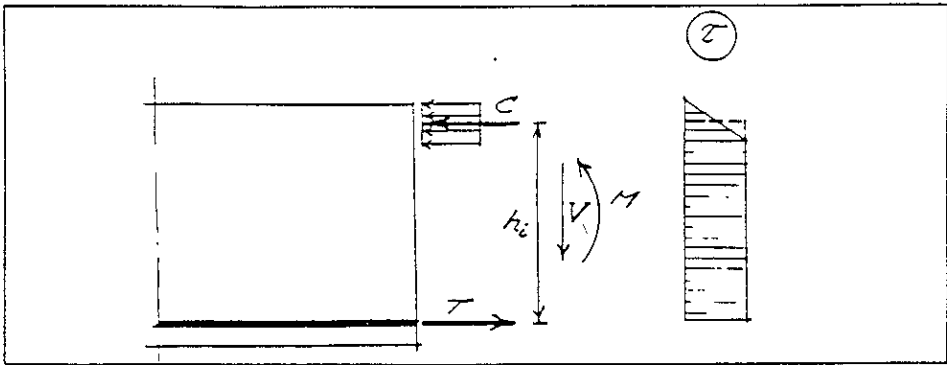


Figura III.1 Distribución de esfuerzo de cortante

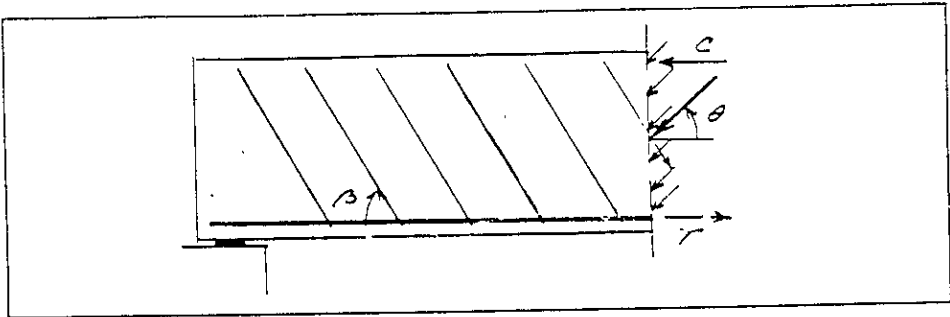


Figura III.2 Definición de ángulo de los puntales y ángulo de los estribos

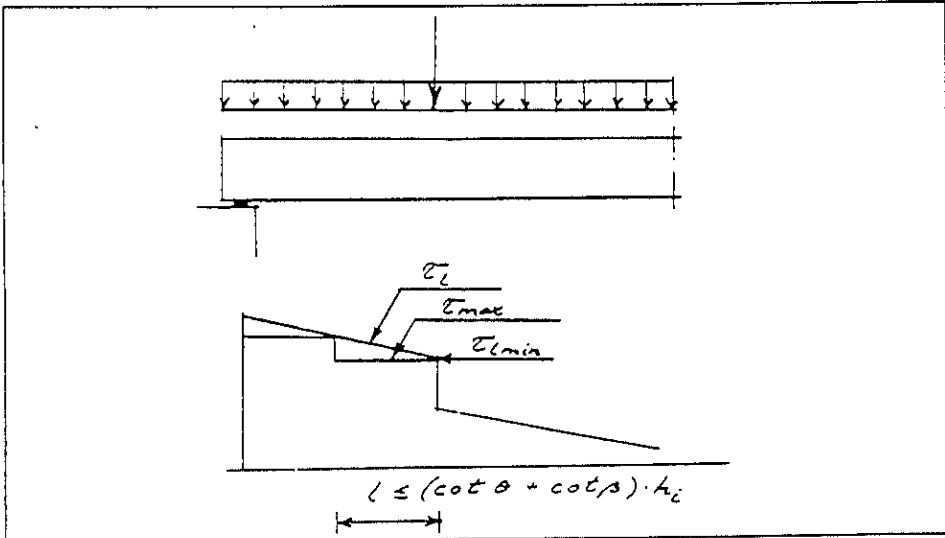


Figura III.3 Distribución de fuerza de cortante

III.1.1.2 RESISTENCIA AL CORTANTE

La resistencia al cortante se calcula por medio de la expresión siguiente

$$\tau_{\max} = \frac{N_D \sin \beta (\cot \theta + \cot \beta)}{lb}$$

o

$$V_n = \tau_{\max} b h_c = \frac{N_D \sin \beta h_c (\cot \theta + \cot \beta)}{l}$$

donde

- θ = ángulo de los puntales de concreto a la compresión.
- β = ángulo entre el refuerzo al cortante y el eje longitudinal, $45^\circ \leq \beta \leq 90^\circ$.
- N_{ty} = suma de las resistencias a la fluencia por tracción de los estribos dentro de la distancia, l , del eje longitudinal.
- V_n = capacidad al cortante

La distancia considerada, l , cumplirá esta ecuación:

$$l \leq (\cot \theta + \cot \beta) h_c$$

Generalmente, la resistencia al cortante es satisfactoria si:

$$\tau_{\max} \geq \tau$$

Sin embargo, si τ no tiene discontinuidades dentro de la distancia considerada, l , la resistencia al cortante es satisfactoria si:

$$\tau_{\max} \geq \tau_{\min}$$

donde τ_{\min} es el mínimo esfuerzo cortante nominal dentro de l .

Notas

Los estribos solamente se consideran que son efectivos cuando su mutua distancia perpendicular al plano del estribo es menor que $0.7 h \cot \theta < 0.7 h$, donde h denota la profundidad total de la sección recta.

El ángulo seleccionado de los puntales de concreto a la compresión tiene que cumplir los siguientes requisitos (para limitar el nivel de esfuerzo en el estado de límite de servicio):

1 Refuerzo longitudinal **no cortado**:

$0.5 \leq \cot \theta \leq 2.0$ para esfuerzo de fluencia del estribo ≤ 0.5 veces el esfuerzo de fluencia del acero.

$0.5 \leq \cot \theta \leq 2.5$ esfuerzo de fluencia del estribo ≤ 1.0 veces el esfuerzo de fluencia del acero longitudinal.

2. Refuerzo longitudinal **cortado** (refuerzo reducido de acuerdo con la curva de momentos):

$0.5 \leq \cot \theta \leq 1.5$ para esfuerzo de fluencia del estribo ≤ 0.5 veces el esfuerzo de fluencia de las barras de refuerzo longitudinal.

$0.5 \leq \cot \theta \leq 2.0$ para esfuerzo de fluencia del estribo ≤ 1.0 veces el esfuerzo de fluencia de las barras de refuerzo longitudinal

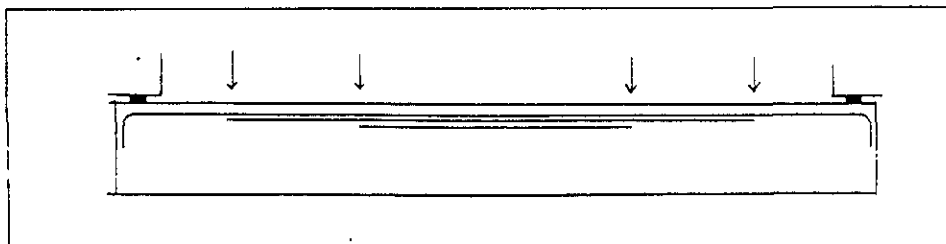


Figura III.4 Refuerzo longitudinal cortado

La inclinación de la compresión puede ser cambiada, de modo que los límites se sobrepasan cuando las circunstancias lo permiten. Como un ejemplo, en los casos donde las grietas amplias por cortante son aceptables debido al despreciable riesgo por corrosión, el límite superior puede ser aumentado. $\cot \theta$ también puede ser aumentada en estructuras totalmente preforzadas, las grietas por cortante normalmente no causan problemas. Sin embargo, deberá ponerse atención en el anclaje del refuerzo longitudinal el cual puede limitar el aumento de $\cot \theta$

En los casos, donde la carga aplicada no actúa sobre la parte superior del elemento estructural considerado pero actúa en el fondo, el refuerzo por cortante puede ser suplementado por refuerzo adicional transversal/levantando el refuerzo para transferir la carga a la parte superior.

Generalmente, el espaciado de estribos es constante dentro de una cierta distancia. En este caso, es apropiado escoger l como s el espaciado de estribos. Entonces N_{ty} es igual a $A_{as}f_y$, A_{as} es el área total de estribos que cruza la sección recta del concreto b_s y f_y es el refuerzo de fluencia de los estribos. τ_{max} entonces se calcula para cada distancia.

III.1.1.3 DOBLADO DE LAS BARRAS

Conservadoramente, las barras dobladas pueden ser tomadas en cuenta como si estuviesen verticales. En este caso, las contribuciones de los estribos y las barras dobladas respectivamente, se suman simplemente como se ilustra más abajo:

$$V_n = [(\frac{A_s f_y}{s})_{barras\ dobladas} + (\frac{A_s f_y}{s})_{estribos}] h_i \cot \theta$$

Para las barras dobladas, s denota la distancia longitudinal (horizontal) entre las barras. Las barras dobladas se consideran como untadas, si

$$s \leq h_i (\cot \alpha + \cot \theta)$$

De otra manera, cada barra inclinada simple solo se tomará en cuenta en la distancia $h_i \cot \theta$ antes, más la distancia $h_i \cot \beta$ después del punto de doblez.

Si las barras son cortadas, la capacidad de anclaje será evaluada y será tomada en cuenta una posible reducción debido a condiciones de anclaje insatisfactorias.

III.1.1.4 ESFUERZO DE COMPRESIÓN EN EL CONCRETO

El esfuerzo del concreto en los puntales se determina a partir de

$$\sigma_c = \frac{l + \cot^2 \theta}{\cot \theta + \cot \beta} \tau$$

Este esfuerzo no debe exceder (criterio del alma triturada)

$$\sigma_c \leq v(0.85 f_c)$$

donde

$$v = 0.7 - \frac{0.85 f_c}{2000}$$

donde la resistencia a la compresión del concreto está en Kg/cm².

III.1.1.5 REFUERZO LONGITUDINAL

En dependencia de la inclinación ($\cot \theta$) seleccionada para los puntales, la fuerza de tracción que debe ser llevada por el refuerzo longitudinal será aumentada por

$$\Delta N_s = \frac{1}{2} V (\cot \theta - \cot \beta)$$

En distancias de la viga con momentos flexionantes del mismo signo, el refuerzo longitudinal no tiene que exceder aquel requerido por el momento numéricamente mayor dentro de la distancia considerada.

En estructuras presforzadas, la contribución del refuerzo presforzado inclinado puede ser tomada en cuenta utilizando la posición real del refuerzo en cada sección.

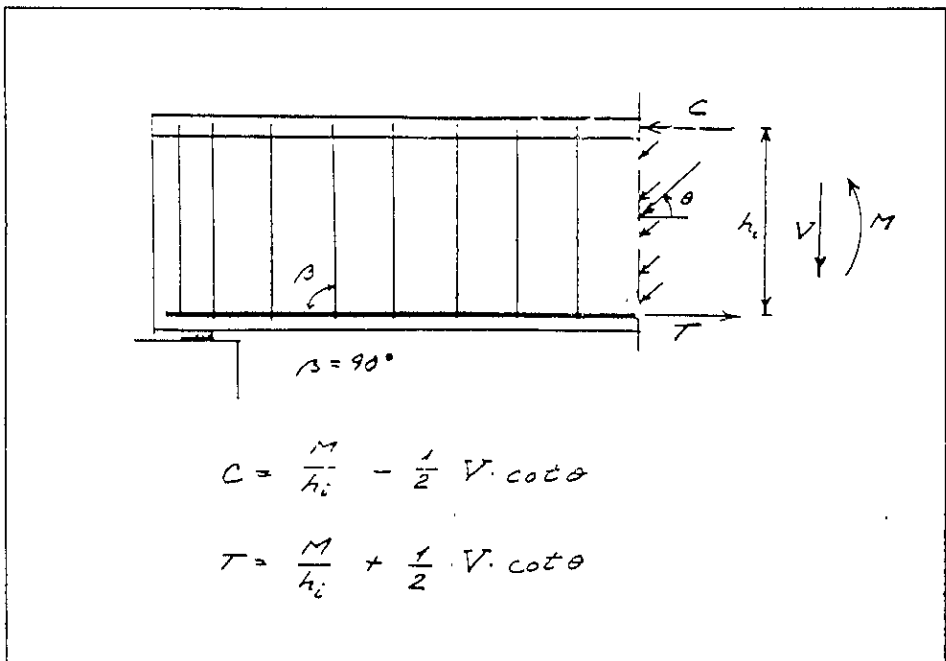


Figura III.5 Fuerzas en cuerdas de tensión y compresión

III.1.1.6 ANCLAJE DEL REFUERZO LONGITUDINAL

El anclaje del refuerzo longitudinal de este modo puede poner un límite al aumento de $\cot \theta$.

$$\cot \theta \leq 2 \frac{N_{sa}}{V} + \cot \beta$$

donde N_{sa} denota la capacidad de anclaje del refuerzo longitudinal (en el apoyo, donde sea $M = 0$).

III.1.1.7 CAPACIDAD DE ANCLAJE

La capacidad de anclaje real de las barras principales de una viga soportada simplemente puede ser expresada en el siguiente modo:

$$N_{sa} = \xi A_{al} f_{sy}$$

donde

$$\xi = l_a / l_r$$

$$l_a = \text{la longitud de anclaje real de las barras principales.}$$

$$l_r = \text{la longitud de anclaje de las barras principales requerida por la capacidad completa de las barras (fluencia).}$$

Debido a la fricción provocada por la compresión alrededor las barras de la fuerza de reacción la fuerza de anclaje requerida real puede ser reducida por

$$\frac{\mu \pi d}{b} R$$

donde

$$\mu = \text{coeficiente de fricción, el cual depende del tipo de refuerzo. Para las barras corrugadas, } \mu = 1.4.$$

$$d = \text{diámetro utilizado de las barras}$$

$$b = \text{ancho de la viga}$$

$$R = \text{fuerza de reacción en el apoyo}$$

La longitud de anclaje requerida real puede reducirse también, si el esfuerzo en las barras principales es menor que el esfuerzo de fluencia. Después de eso, la longitud mínima real de anclaje requerida puede ser expresada como

$$l_{min} = \frac{\left(\frac{1}{2}V(\cot\theta - \cot\beta) - \frac{\mu\pi d}{b}R\right)}{A_{ol}f_{sy}} l_f$$

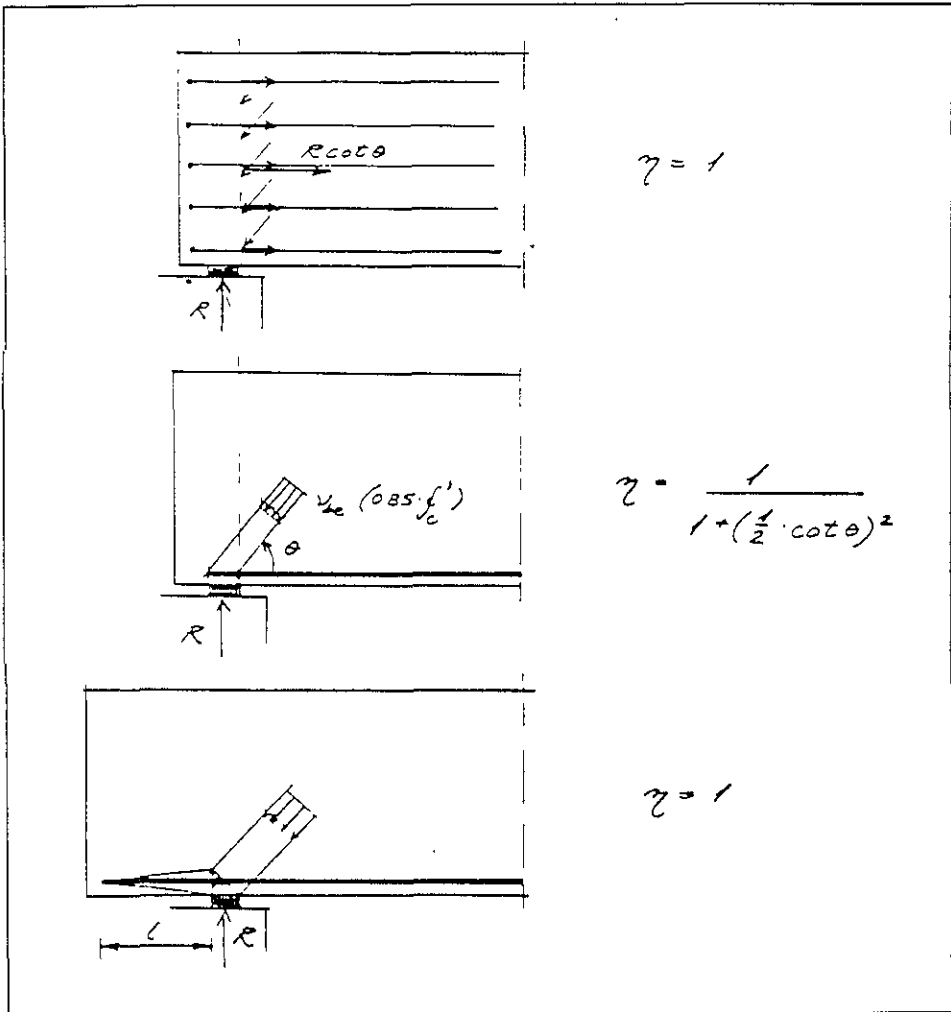


Figura III.6 Distribuciones de esfuerzos en la zona de anclaje y apoyo

Si el refuerzo longitudinal para cortante se ordena y es distribuido uniformemente sobre la altura del alma (y satisfactoriamente anclado en el extremo de la viga y en la viga), una parte de la fuerza longitudinal puede ser llevada por este refuerzo. de este modo, la capacidad de anclaje requerida para las barras principales puede ser reducidas.

Si se registran grietas en el apoyo para el puente en cuestión, referirse a "Lineamientos Generales para la Inspección Especial", la longitud de anclaje real, l_a , puede reducirse de conformidad a los mismos.

III.1.1.8 ESFUERZOS EN EL CONCRETO, APOYO

Los esfuerzos del concreto en el apoyo no deberán exceder el límite siguiente si no se ordena anclaje especial y se supone acción de arqueo:

$$\sigma_b = \frac{R}{b l_b} \leq \eta v_{be} (0.85 f'_c) = \frac{1}{1 + \left(\frac{l}{2} \cot \theta\right)^2} v_{be} (0.85 f'_c)$$

Si el refuerzo longitudinal es totalmente anclado detrás del apoyo, de modo que un área hidrostática de compresión puede ser establecida en el alma sobre el apoyo, $\eta=1$

Si el refuerzo longitudinal por cortante se ordena y es distribuido uniformemente sobre la altura del alma (y satisfactoriamente anclado al final de la viga y en la viga), una parte de la fuerza longitudinal puede ser llevada por este refuerzo. Para la parte correspondiente de la fuerza de reacción, $\eta=1$.

Normalmente $v_{be}=1.0$ se utiliza para las vigas y traves ordinarias. Para las vigas con una relación de profundidad/ancho, muy alta, se utiliza la siguiente expresión:

$$v_{be} = \frac{2}{\sqrt{(0.85 f'_c) / 10}}$$

donde la resistencia a la compresión del concreto está en kgf/cm^2 .

III.1.2 CORTANTE / FLEXIÓN COMBINADAS

Como se explica previamente, la fuerza de tracción en las barras principales podrá incrementarse debido al cortante, a causa de la inclinación de los puntales de concreto a compresión en el alma. Por consiguiente puede desarrollarse una falla combinada cortante/flexión, donde tanto los estribos como las barras principales están fluyendo antes de que se alcance el máximo esfuerzo de compresión en los puntales (una carencia de la capacidad de anclaje para las barras de acero principal puede resultar en un tipo similar de modo de falla pero en lugar de la fluencia en las barras principales tendremos agrietamientos y astillamientos en la zona de anclaje de las barras principales).

El Factor de clasificación máxima se encuentra en el siguiente modo, acoplando las ecuaciones para capacidad al cortante y flexionante respectivamente.

La capacidad al cortante puede ser expresada como:

$$\phi_V V_n = \frac{A_s f_{sy}}{s} h_i \cot \theta \geq \gamma_D V_D + X(1+I) \gamma_L V_L \quad (1)$$

donde

V_n	=	Resistencia nominal al cortante
ϕ_V	=	Factor de reducción de resistencia, cortante
A_s	=	Área total de los estribos (vertical)
f_{sy}	=	Esfuerzo de fluencia, estribos
s	=	Espaciamiento, estribos
h_i	=	Brazo de palanca interno
$\cot \theta$	=	Inclinación del puntal
X	=	Factor de clasificación
I	=	Impacto
γ_L	=	Factor de carga, carga viva
V_L	=	Cortante, carga viva
γ_D	=	Factor de carga, carga muerta
V_D	=	Cortante, carga muerta

Para el flexionante, será cumplida la siguiente ecuación:

$$\gamma_D M_D + X(1+I) \gamma_L M_L + \frac{1}{2} (\phi_V V_n) h_i \cot \theta \leq \phi_M A_l f_{ly} h_i \quad (2)$$

donde

ϕ_M	=	Factor de reducción de resistencia, flexión
A_l	=	Área total de las barras principales
f_{ly}	=	Esfuerzo de fluencia, barras principales
M_L	=	Momento flexionante, carga viva
M_D	=	Momento flexionante, carga muerta

Insertando la expresión para la capacidad al cortante en (2) y aislando $\cot \theta$, obtenemos:

$$\cot \theta = \sqrt{(\phi_M A_l f_{ly} h_i - \gamma_D M_D - X(1+I) \gamma_L M_L) \frac{2s}{\phi_V A_s f_{sy} h_i^2}} \quad (3)$$

Insertando la expresión para $\cot \theta$ en (1), obtenemos:

$$\phi_v V_n = \sqrt{\frac{\phi_v^2 A_s f_{sy}}{s} (\phi_M A_t f_b h_t - \gamma_D M_D - X(1+I) \gamma_L M_L)} \quad (4)$$

Resolviendo (1) respecto a X, obtenemos:

$$X = \frac{\phi_v V_n - \gamma_D V_D}{(1+I) \gamma_L V_L} \quad (5)$$

El Factor de Clasificación, X, se calcula por iteración utilizando las ecuaciones (4) y (5).

III.1.3 CAPACIDAD DE CORTANTE, VIGAS Y LOSAS NO REFORZADAS POR CORTANTE

Para vigas y losas no reforzadas por cortante, la capacidad máxima al cortante se calcula como

$$\tau_{\max} = 0.5 f_{ct} \text{ para vigas}$$

$$\tau_{\max} = 0.7 f_{ct} \text{ para losas}$$

donde f_{ct} es la resistencia del concreto a la tensión.

Si f_{ct} no está disponible de pruebas, f_{ct} puede ser determinado por la siguiente expresión

$$f_{ct} = \sqrt{0.85 f_c'}$$

Donde la resistencia a la compresión del concreto está en kgf/cm^2

III.1.4 CAPACIDAD AL CORTANTE, JUNTAS DE CONSTRUCCIÓN

La capacidad al cortante en las juntas de construcción se determina como la suma de una contribución de la fricción y del concreto:

$$v = v_c + \mu(\phi f_v + \sigma_n)$$

Esta expresión es válida para

$$0.02 (0.85 f_c') \leq j f_{sy} + s_n \leq 0.30 (0.85 f_c')$$

- V_c = 0.06 ($0.85 f_c'$) es la contribución del concreto, tomada solamente en cuenta en juntas de construcción rugosas y dentadas.
- μ = coeficiente de fricción, que es 0.5, 0.7 y 0.9 para juntas de construcción lisas, rugosas y dentadas respectivamente.
- ϕ = relación geométrica del refuerzo transversal por cortante que pasa a través de la junta de construcción.
- f_{sy} = esfuerzo de fluencia del refuerzo por cortante en la junta
- σ_n = esfuerzo normal en la junta (compresión positiva)

Para $\phi f_{sy} + \sigma_n < 0.02 (0.85 f_c')$, se utiliza una interpolación lineal.

$$v = \frac{v_c + \mu 0.02 (0.85 f_c')}{0.02 (0.85 f_c')} (\phi f_{sy} + \sigma_n)$$

Para $\phi f_{sy} + \sigma_n > 0.30 (0.85 f_c')$:

$$v = v_c + \mu 0.30 (0.85 f_c')$$

El refuerzo transversal forma un ángulo $\beta \leq 90^\circ$ con la dirección del cortante s ; solamente se consideran valores eficientes de β en el rango $45^\circ \leq \beta \leq 90^\circ$. En este caso, la contribución del refuerzo transversal en sí se determina como:

$$\mu \phi f_{sv} \sin \beta + \phi f_{sy} \cos \beta$$

quedando $0.02 (0.85 f_c') \leq \phi f_{sv} \sin \beta + \sigma_n \leq 0.30 (0.85 f_c')$.

La junta de construcción se considera rugosa, cuando la aspereza cubre toda la sección transversal en cuestión y la aspereza excede 3 mm. La superficie rugosa deberá limpiarse y librarse de lechada de cemento. Las superficies, coladas contra formas, no pueden considerarse como rugosas.

En las uniones dentadas, solamente el área dentada se utiliza para el cálculo de ϕ , σ_n y el esfuerzo cortante v . La sección considerada deberá tomarse en la raíz de los dientes. El área total dentada se define como la suma de las áreas de la raíz de los dientes en el mismo lado de la coyuntura. La pendiente de los dientes deberá ser menor que o igual a 30° y la profundidad de los dientes deberá ser $d \geq 10$ mm. Por cada diente, la longitud efectiva en la raíz deberá tomarse no mayor que $8 \times d$.

Debe notarse que, para juntas de construcción lisas no comprimidas la carga última se establece solamente después de que han ocurrido considerables deformaciones.

III.2 CORTANTE, ESTADO LÍMITE DE SERVICIO

III.2.1 CÁLCULO DE ESFUERZOS EN LOS ESTRIBOS

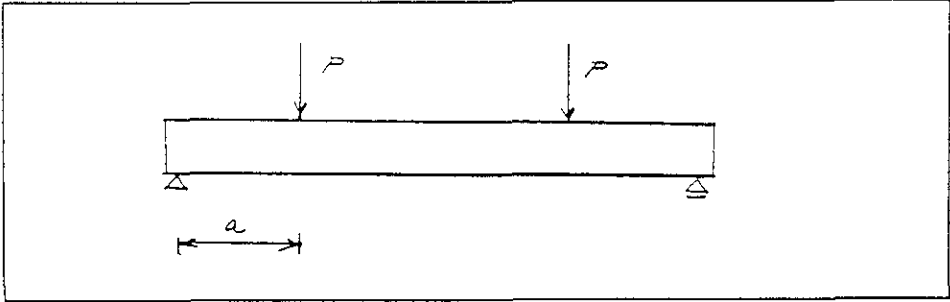


Figura III.7 Definición del claro de cortante

Considerar un claro de cortante, a , con fuerza cortante constante $V = P$. El esfuerzo en el estribo para los estribos transversales puede ser calculado por la siguiente ecuación:

donde

- b = ancho del alma
- h_i = brazo de palanca interno
- φ_{as} = A_{as}/bs , razón geométrica del refuerzo de los estribos
- s = espaciamiento de estribos
- A_{as} = área de estribos, que cruza el área de concreto bs

$\tan \theta$ se calcula como:

$$\tan \theta = \sqrt[3]{\frac{h_i^2 b \varphi_{as} (4 \frac{a^2}{h_i^2} \tan^2 \theta - 1)}{16a A_{al}}}$$

donde

- A_{al} = área total de las barras principales longitudinales (se utiliza el área mínima dentro del claro de cortante)

Para el claro de cortante, donde $a / h_i > 3$, $\tan \theta$ se calcula como :

$$\tan \theta = \sqrt[3]{\frac{ab \varphi_{as}}{4 A_{al}}}$$

Esta simplificación introduce solamente errores menores sin importancia.

III.3 CÁLCULO DEL ANCHO DE LA GRIETA, CONCRETO

III.3.1 ANCHO DE LA GRIETA, TENSIÓN

Solamente se consideran grietas en la etapa completamente desarrollada.

En el cálculo del espaciado promedio de grieta, se consideran dos contribuciones, la contribución de la distancia l_0 con pérdida de adherencia alrededor las grietas y la distancia con rigidez de tensión entre las distancias con pérdida de adherencia:

$$l_{ia}(\varepsilon_{sa}) = l_0(\sigma_s) + \frac{d}{4\lambda} \left(\frac{\alpha}{\varphi} - n \right)$$

El ancho promedio de grieta se determina considerando estas dos distancias y las deformaciones correspondientes:

$$w_{ia}(\varepsilon_{sa}) = \varepsilon_s l_0(\sigma_s) + \varepsilon_{sa} \frac{d}{4\lambda} \left(\frac{\alpha}{\varphi} - n \right)$$

La deformación promedio, ε_{sa} , en la barra, tomando la rigidez del concreto que la rodea, se calcula con la expresión:

$$\varepsilon_{sa} = \frac{\sigma_s}{E_s} - \frac{\nu_t f_{ct}}{4 E_s} \left(\frac{\alpha}{\varphi} - n \right)$$

donde,

- d = diámetro de la barra de refuerzo.
- λ = factor para la efectividad de transferencia de cortante entre el concreto y el refuerzo.
- α = factor que describe el desarrollo de la grieta en la primera etapa.
- φ = rango geométrico del refuerzo comparado al área efectiva del concreto A_{cte} .
- E_s = módulo de elasticidad, acero de refuerzo.
- ε_s = σ_s / E_s deformación de la barra en la grieta.
- σ_s = esfuerzo de la barra en la grieta.
- σ_{sa} = esfuerzo promedio en la barra, tomando en cuenta la rigidez del concreto que la rodea.
- ε_{sa} = σ_{sa} / E_s .
- n = E_s / E_c , E_c es el módulo de elasticidad, concreto.
- ν_t = factor de efectividad, resistencia del concreto a la tensión.

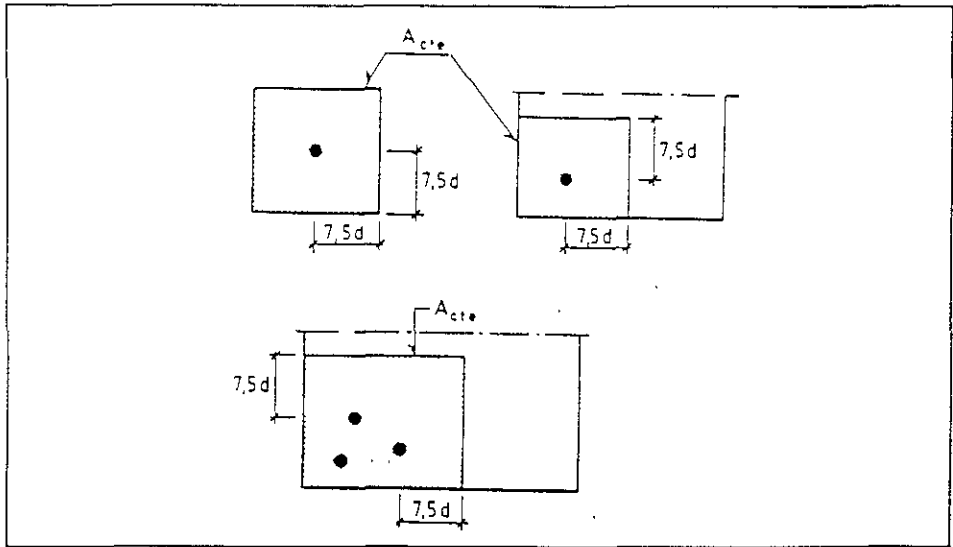


Figura III.8 Área efectiva del concreto

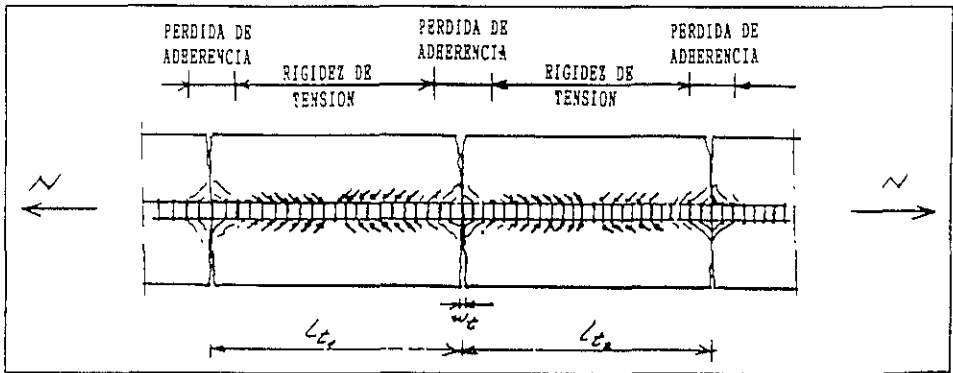


Figura III.9 Grietas, tensión pura

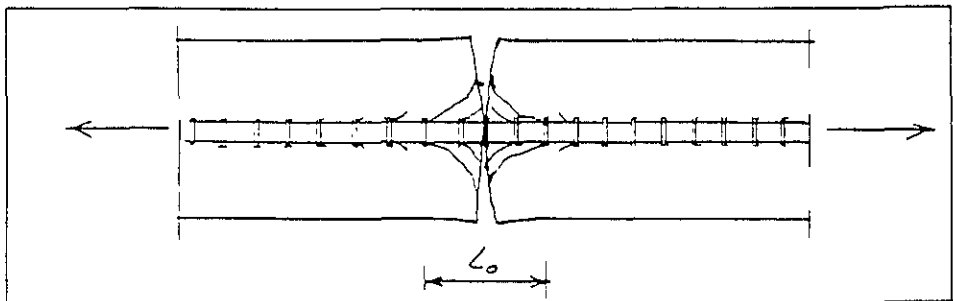


Figura III.10 Distancia del deslizamiento, l_0 en la grieta

CAPITULO III : ANALISIS DE REFORZAMIENTO

La distancia de deslizamiento, $l_0(\sigma_s)$ con pérdida de adherencia entre la barra y el concreto, se calcula con esta expresión:

$$l_0(\sigma_s) = \sqrt{d^2 + 4B} - d$$

donde B (en cm) se determina como

$$B = 0.1886 \frac{\sigma_s A_s}{100 \sqrt{10 f_c}}$$

y

f_c = resistencia a la compresión del concreto en kgf/cm²
 σ_s = esfuerzo de la barra en la grieta en kgf/cm²
 A_s = área de la barra en cm²

El ancho de grieta máximo (99%) se determina como:

$$\max w_t = 2 w_{ta}$$

Notas

v_t es probable que varíe con el grado de contracción, la razón geométrica del refuerzo así como el arreglo del refuerzo.

Por el momento, se sugiere un valor de $v_t = 0.5$.

λ Varía con la altura de las costillas y la distancia entre las costillas sobre las barras deformadas.

Para las barras deformadas se sugiere un valor, $\lambda = 1.8 - 2.5$. Para las barras lisas se utiliza, $\lambda = 0.8-1.3$.

Si no hay disponible información detallada, $\lambda = 2.0$ se utiliza para las barras deformadas. Y para las barras lisas se utiliza, $\lambda = 0.9$.

α Para α , se sugiere un valor de 1.5.

A_{cte} : Se introduce el área de concreto efectiva, debido a que solamente una parte del concreto será activa en la rigidización de tensión. Se sugiere utilizar las normas de CEB. Las normas se muestran en la figura III.8.

III.3.2 ANCHO DE LA GRIETA, FLEXIÓN

Solamente se consideran anchos de grietas en la etapa completamente desarrollada.

En caso de flexión pura, generalmente se forman dos tipos de grieta:

- las grietas de flexión de la fibra de tensión extrema al eje neutro, las cuales son las primeras grietas que se forman.

y

- las grietas de tensión de la fibra extrema de tensión a solamente una distancia pequeña más allá del refuerzo en tensión, las cuales se forman entre las grietas existentes de flexión.

Las grietas de tensión son similares de las grietas de tensión pura, y los anchos de grieta se calculan por las fórmulas dadas anteriormente.

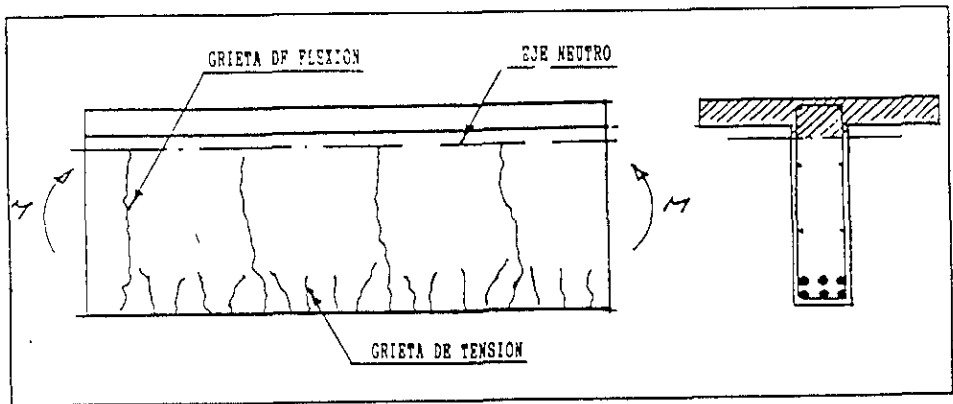


Figura III.11 Grietas de flexión y tensión

Los anchos de grieta por flexión se calculan con las siguientes expresiones.

Espaciado promedio de grieta:

$$l_{ba}(\varepsilon_{ca}) = l_0(\sigma_s) + \frac{v_b A_s}{v_f \lambda \sum o} \left(\frac{\alpha S_u}{A_s h_t} - n \right)$$

Ancho promedio de grieta:

$$w_{ba}(\epsilon_{sa}) = \epsilon_s l_0(\sigma_s) + \epsilon_{sa} \frac{v_b A_s}{v_t \lambda \sum o} \left(\frac{\alpha S_u}{A_s h_t} - n \right)$$

donde

$$\epsilon_{sa} = \frac{\sigma_s}{E_s} - \frac{v_t f_{ct}}{4 E_s} \left(\frac{\alpha}{\phi_b} - n \right)$$

- v_b = factor de efectividad, resistencia a la tensión por flexión.
- $\sum o$ = área total de la superficie de las barras de refuerzo.
- S_u = módulo de sección, fibra extrema a la tensión, sección no agrietada.
- h_t = brazo de palanca interno.
- σ_s = esfuerzo de tensión en el refuerzo longitudinal, sección agrietada (en la grieta).
- A_s = área total de las barras de refuerzo longitudinal.

y

$$\phi_b = \frac{A_s}{A_{cte}} = \frac{A_s}{2b(h - h_c)}$$

- h_e = distancia de la fibra de compresión extrema al centro del refuerzo longitudinal en tensión
- b = ancho de la viga al centro del refuerzo longitudinal en tensión.
- h = profundidad total de la sección recta

El ancho máximo de grieta (99 %) se determina como

$$\max w_b = 2 w_{ba}$$

Notas

Si solamente pocas barras longitudinales menores se sitúan en el alma sobre las barras principales de una viga alta, el ancho de grieta es probablemente mayor allí. Un estimado tosco puede calcularse utilizando las fórmulas para la tensión pura y el esfuerzo de tensión en la barra del análisis de la sección agrietada.

- v_b probablemente varía con el grado de contracción, la razón geométrica del refuerzo así como el arreglo del refuerzo.

Se sugiere un valor de $v_b = 0.85$.

III.3.3 ANCHO DE GRIETA, CORTANTE

El esfuerzo de tensión en la grieta (sección agrietada) en los estribos se determina por las fórmulas del subcapítulo III.2.

El espaciado y el ancho de grieta se calcula como para la tensión pura con las modificaciones siguientes.

Asúmase, que la deformación por cortante solamente ocurre en el alma (las cuerdas a la compresión y la tensión se suponen totalmente rígidas), el espaciamiento de las grietas perpendicular a la grieta, puede ser calculado como:

$$l_s = l_i \cos 45^\circ$$

Y el ancho de grieta se determina como:

$$w_s = w_i \cos 45^\circ$$

Cuando se calcula el área efectiva del concreto, A_{ce} , será utilizado el ancho total del alma. Por otro lado se utiliza el siguiente valor, c' :

$$c' = \min. \{ s, 14 d, 25 \text{ cm} \},$$

donde

- s = espaciado de estribos.
- d = diámetro de la barra del estribo.

Debe notarse, que el método anteriormente planteado para el cálculo del ancho de grietas por cortante es tosco, y probablemente conduzca a una subestimación del ancho de la grieta, debido a que la contribución del refuerzo principal longitudinal no se toma en cuenta.

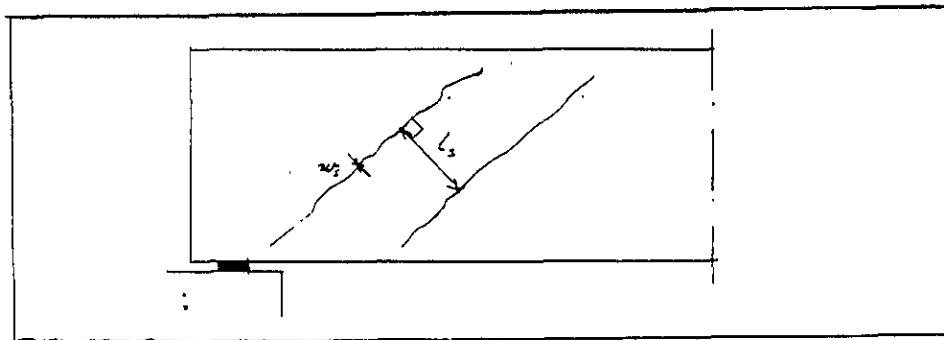


Figura III.12 Grietas de cortante, definiciones

III.4 DISEÑO SÍSMICO

III.4.1 GENERALIDADES

Los lineamientos generales aquí incluidos están basados en "Manual de Diseño por Sismo", Comisión Federal de Electricidad, México, D.F. 1993.

Los lineamientos generales incluidos se aplican a puentes de losa convencional, losa con vigas, viga cajón y construcciones de superestructura de armadura con claros que no excedan de 120 metros y anchos que no excedan de 30 metros.

Los efectos sísmicos para alcantarillas de cajón y estructuras enterradas no necesitan estar consideradas, excepto donde cruzan fallas activas.

III.4.2 COMPONENTES A SER CONSIDERADOS

Los efectos sísmicos para superestructuras de puentes normalmente no necesitan considerarse. Los efectos de carga viva normalmente serán mayores que los efectos de un terremoto. Los asentamientos diferenciales por terremotos pueden producir grietas en el concreto y fluencia del refuerzo sobre columnas en puentes continuos de concreto, pero éstos normalmente no será crítico. En puentes continuos de acero tiene que asegurarse que la superestructura tenga capacidad rotacional suficiente sobre columnas intermedias. La fluencia sobre las columnas no debe resultar en colapso debido a inestabilidad de paneles de alma o patines.

Los miembros críticos son normalmente pilotes, columnas, estribos, cimentaciones y conexiones mutuas entre estos y con la superestructura.

En puentes con solo un claro, solamente necesitan ser consideradas las conexiones entre superestructura y estribos.

III.4.3 ZONAS DE ACTIVIDAD SÍSMICA

Cada puente será asignado a una de cuatro zonas sísmicas de acuerdo con la figura III.11. Las líneas que dividen las zonas son alineadas a través de lugares con la misma aceleración máxima de la tierra.

III.4.4 TIPOS DE PERFIL DE SUELO

Los espectros del terremoto son altamente susceptibles a la influencia de los perfiles de suelo subyacentes.

Tipos de perfil de suelo:

- Tipo I de perfil de suelo

La roca o suelos rígidos están caracterizados por una velocidad de onda de cortante mayor que 700 m/s. La velocidad de onda de cortante mayor que 765 m/s para suelo tipo I, la profundidad del suelo será menor que 60 metros y los tipos de suelo sobre la roca serán depósitos estables de arena, grava o arcillas rígidas.

- Tipo II de perfil de suelo

Suelos semi-rígidos.

- Tipo III de perfil de suelo

Suelo suave

La línea que divide los perfiles de suelo tipo II y III, depende de la zona de actividad sísmica. Esta dependencia de la zona de actividad sísmica es variada.

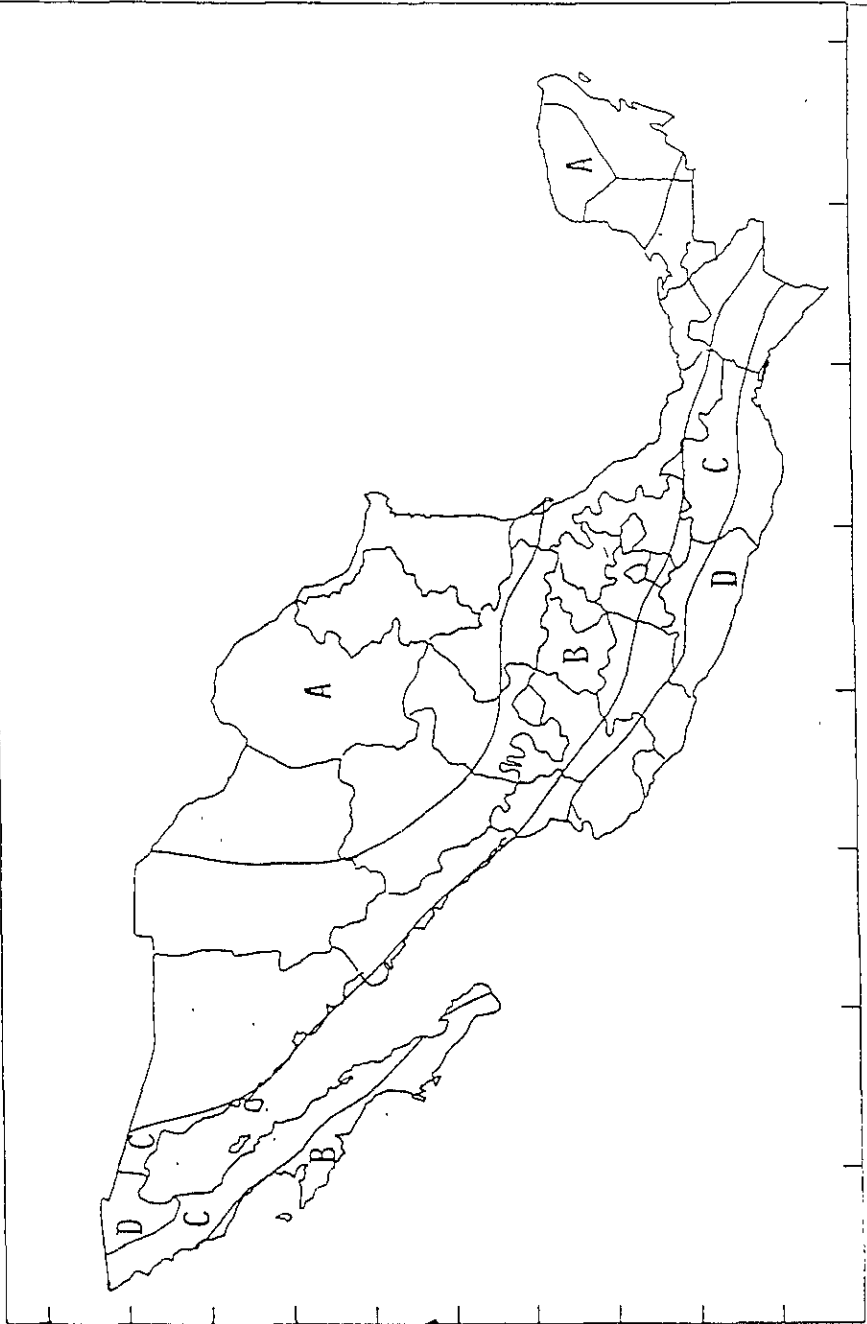


Figura III.13 Zonas de Actividad Sísmica

III.4.5 CLASIFICACIÓN DE ESTRUCTURAS

Los puentes deberán clasificarse de acuerdo con su importancia. Existen tres clases. Los puentes esenciales deberán estar en clase A. Otros puentes deberán estar en clase B. Clasificación C no es aplicable para puentes en caminos públicos.

III.4.6 ESPECTROS DE ACELERACIÓN PARA DISEÑO

El coeficiente de aceleración para ser utilizado en diseño sísmico por cada modo natural de vibración de un puente de importancia con clasificación B, puede ser calculado de las siguientes ecuaciones:

$$a = a_0 + (c - a_0) \frac{T}{T_a} \quad \text{cuando } T \leq T_a$$

$$a = c \quad \text{cuando } T_a \leq T \leq T_b$$

$$a = c \left[\frac{T_b}{T} \right]^r \quad \text{cuando } T \geq T_b$$

donde:

- a está expresada como una fracción de la aceleración de la gravedad
- a₀ es el coeficiente de aceleración del suelo
- c es el coeficiente sísmico
- T es el modo natural de vibración del puente que se considera
- T_a y T_b son periodos característicos, que limitan la parte recta del espectro de aceleración sísmico.
- r es un exponente, que define la parte curvada del espectro de aceleración sísmico.

a₀, c, T_a, T_b y r están mostrados en la tabla III.1 como una función de la Zona de Actividad Sísmica y Tipo de Perfil de Suelo.

Si el periodo dominante del suelo en el sitio es conocido, T_a y T_b pueden modificarse.

Para puentes de importancia con clasificación A las aceleraciones encontradas para clase B serán multiplicadas por 1.5.

Zona Sismica	Tipo de suelo	a_o	c	T_a (s)	T_b (s)	r
A	I	0.02	0.08	0.2	0.6	1/2
	II	0.04	0.16	0.3	1.5	2/3
	III	0.05	0.20	0.6	2.9	1
B	I	0.04	0.14	0.2	0.6	1/2
	II	0.08	0.30	0.3	1.5	2/3
	III	0.10	0.36	0.6	2.9	1
C	I	0.36	0.36	0.0	0.6	1/2
	II	0.64	0.64	0.0	1.4	2/3
	III	0.64	0.64	0.0	1.9	1
D	I	0.50	0.50	0.0	0.6	1/2
	II	0.86	0.86	0.0	1.2	2/3
	III	0.86	0.86	0.0	1.7	1

Tabla III.1 Espectros de diseño para puentes con clasificación B

III.4.7 REQUISITOS DE ANÁLISIS PARA EFECTOS SÍSMICOS

III.4.7.1 PUENTES DE CLARO ÚNICO

El análisis sísmico no es requerido para puentes de claro único independientemente de la zona sísmica. Las conexiones entre superestructura y estribos serán diseñadas para una fuerza lateral actuando en el centro de gravedad de la superestructura, igual al peso de la superestructura por el coeficiente de aceleración.

Se supondrá que la fuerza actúa en cualquier dirección lateral.

Si la superestructura está descansando en dispositivos de apoyo elastoméricos, el periodo natural de vibración puede ser calculado de:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{W}{g_k}}$$

donde:

W es el peso de la superestructura

- g es la aceleración de la gravedad
k es la suma de la rigidez lineal efectiva para movimientos laterales de todos los apoyos que sostienen la superestructura

III.4.7.2 PUENTES DE CLARO-MÚLTIPLE:

1. Método Simplificado
2. Análisis Estático
3. Análisis Dinámico

El método simplificado puede producir fuerzas muy exageradas y este método no se comentará.

El Análisis Estático (método elástico de modo único) puede ser utilizado solamente en puentes regulares. Un puente regular es recto o ligeramente curvado, tiene longitudes similares de claro y ningún cambio abrupto en rigidez o masa a lo largo de su longitud. La variación de la rigidez transversal de los apoyos intermedios será además menor que dos.

El Análisis Dinámico (método elástico multi-modo o método de historia de tiempo) deberá ser utilizado en todos los puentes no regulares de claro múltiple.

2. Análisis Estático

En el análisis elástico de modo único, solamente son considerados los modos fundamentales de vibración del puente en la dirección transversal y longitudinal respectivamente. Los periodos fundamentales pueden también ser evaluados por el Programa-MARCO, en el sistema de Diseño de RH&H. Cuando sea utilizado en Programa-MARCO, es recomendable utilizar el SI-de UNIDADES (ver guía de usuarios del Programa-MARCO para mas información sobre aplicación de unidades). El Programa-MARCO también produce desplazamientos normalizados y las fuerzas seccionales en la construcción (normalizadas para dar el máximo desplazamiento igual a 1% de la unidad de longitud). Para obtener la respuesta real para el modo en cuestión, los desplazamientos normalizados y las fuerzas seccionales del Programa-MARCO deberán ser multiplicados por el coeficiente a.

$$a = Wx_a / (R_{N,1} + R_{N,2} + \dots + R_{N,n})$$

donde:

- W es el peso de la superestructura
a es el coeficiente de aceleración

$R_{N,1}, R_{N,2}, \dots, R_{N,n}$ son las reacciones nominales del Programa-MARCO para el modo en cuestión

El puente deberá ser diseñado para el 100% de las fuerzas provenientes del modo de vibración transversal actuando simultáneamente con el 30% de las fuerzas del modo de vibración longitudinal y viceversa.

3. Análisis Dinámico

3.1 Análisis Dinámico, método elástico multimodo

En puentes no regulares el número de modos de vibración incluidos en el análisis deberá ser mas de tres veces la cantidad de claros en el modelo. El coeficiente de aceleración para ser utilizado con cada modo natural será evaluado de acuerdo con el subcapítulo III.4.6. Los desplazamientos y fuerzas seccionales serán evaluados como está explicado en "Análisis Estático" utilizando el Programa-MARCO u otro programa apropiado de computadora de marcos en el espacio capaz de llevar a cabo análisis dinámicos. Las consiguientes fuerzas y los desplazamientos de los miembros pueden ser estimados utilizando el método de la raíz cuadrada de la suma de cuadrados. Para puentes con modos estrechamente espaciados deberá ser utilizado un método alternativo de combinación.

3.2 Análisis Dinámico, método de historia-tiempo

Se hace referencia a la sección 3.11.4 de la ref. "Manual de Diseño por Sismo", Comisión Federal de Electricidad, México, D F 1993.

III.4.8 FACTORES DE MODIFICACIÓN DE RESPUESTA

Las fuerzas de diseño sísmicas para miembros y conexiones individuales de puentes están determinadas dividiendo las fuerzas elásticas calculadas por un factor apropiado (Q) de modificación de respuesta:

- Conexiones de estribo a superestructura:
Conexiones a través de la junta de dilatación dentro de un claro Q = 0.8
- Conexión de columnas, pilas o pilotes con cabezal o superestructura
Conexión de la columna o pila a la cimentación Cimentación Q = 1.0
- Pilas y estribos de mampostería de piedra Q = 1.5

- Columna única de concreto armado:

Marcos, dirección débil

Pila tipo muro, ambas direcciones

Q = 2.0

Marcos hechos de 2 o más columnas de concreto armado,
dirección fuerte

Q = 3.0

III.4.9 FUERZAS DE ARTICULACIÓN INELÁSTICA

Como una alternativa al uso del FACTOR-Q, especificado en el subcapítulo III.4.8 para conexiones, uniones monolíticas entre miembros estructurales y/o estructuras, tal como una conexión de columna-zapata, puede diseñarse para transmitir los efectos de fuerza máximos que pueden desarrollarse por la junta inelástica de la columna o marco multi-columna que conectan.

Los componentes de superestructura e infraestructura y sus conexiones a columnas también deberán diseñarse para resistir el cortante lateral producido por los momentos flexionantes de las articulaciones. Cuando se calcule la resistencia a la flexión de la columna, la resistencia nominal de las secciones de concreto deberán multiplicarse por 1.30 y las de las secciones de acero por 1.25.

III.4.10 REQUISITOS DE DESPLAZAMIENTO MÍNIMOS

Los anchos de asiento del puente en los apoyos de expansión (incluir apoyos elastoméricos) acomodarán el mayor del desplazamiento máximo calculado de acuerdo con el subcapítulo III.4.7 o el ancho de asiento empírico N (en metros) especificado abajo.

Zonas A y B de actividad sísmica:

$$N = (0.2 + 0.0017*L + 0.0067*H) (1 + 0.000125*S^2)$$

Zonas C y D de actividad sísmica:

$$N = (0.3 + 0.0025*L + 0.010*H) (1 + 0.000125*S^2)$$

donde

- L es la longitud de la cubierta del puente en metros como se define en la figura III.14
- H es la altura de columnas o pilas en metros. Para estribos utilice el promedio de altura de las columnas que sostienen la cubierta del puente a la siguiente junta de dilatación. Para articulaciones dentro de un claro, utilice una altura promedio de las dos columnas adyacentes.

Para puentes de claro único utilice

$H = 0$ S es el esviaje del apoyo medido desde la línea normal al claro, en grados

La fórmula para el ancho de asiento mínimo es el valor medio de las fórmulas mostradas anteriormente para todas las zonas sísmicas y no incorpora dependencia del ángulo S . Las fórmulas mostradas anteriormente están tomadas de la ref. no. 2. Se consideran las mas adecuadas.

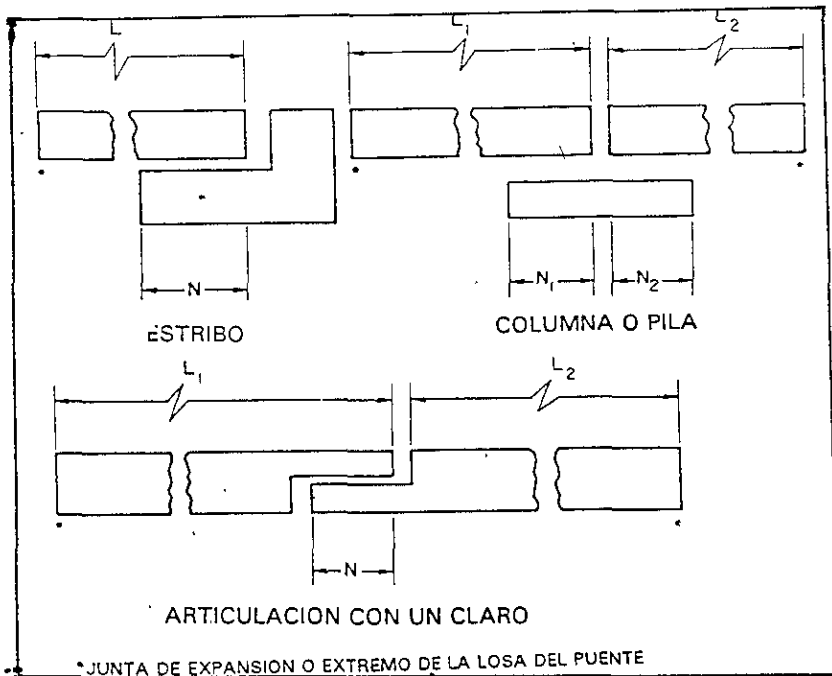


Figura III.14 Longitud de cubierta de puente para cálculo del ancho de asiento

III.4.11 REQUISITOS DE CONSTRUCCIÓN

Los factores de modificación de respuesta mencionados en el subcapítulo 4.8 pueden solamente ser utilizados, si la estructura tiene la necesaria capacidad de deformación plástica. Para proporcionar la capacidad de deformación necesaria, deben ser totalmente satisfechos requisitos especiales (por ejemplo refuerzo transversal en columnas de concreto).

En las referencias consideradas, se prescriben restrictores longitudinales entre las secciones adyacentes de la superestructura a los apoyos y juntas de expansión dentro de un claro de todos los puentes en Zonas de Actividad Sísmica C y D.

Los restrictores deberán diseñarse para una fuerza calculada como el coeficiente de aceleración veces el peso que carga de los dos claros o partes adyacentes de la estructura.

Si el restrictor está en un punto donde el desplazamiento relativo de las secciones de la superestructura está diseñado para ocurrir durante movimientos sísmicos, deberá permitirse ajuste suficiente en el restrictor de modo que el restrictor no comienza a actuar hasta que el desplazamiento de diseño sea excedido.

Donde un restrictor va a ser proveído en columnas o pilas, el restrictor de cada claro puede ser fijado a la columna o pila más bien que interconectando claros.

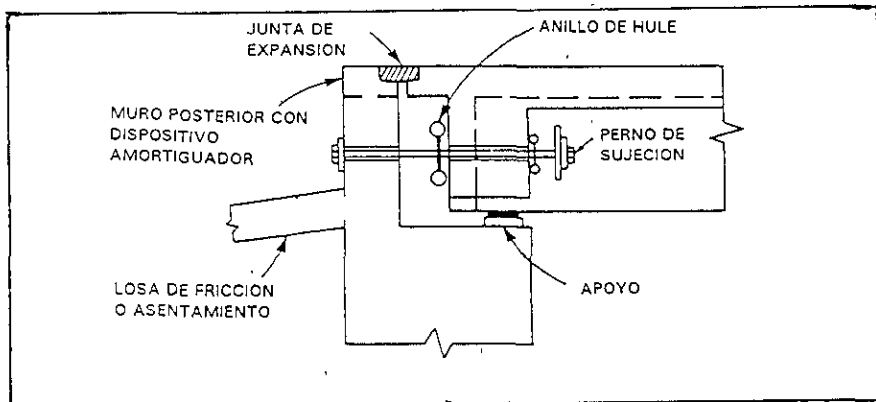


Figura III.15 Restrictor en el apoyo de estribo

III.5 SOCAVACIÓN Y PROTECCIÓN CONTRA LA MISMA

III.5.1 SOCAVACIÓN

III.5.1.1 GENERALIDADES

La socavación es provocada por el flujo de agua en ríos y corrientes.

- **Socavación agua-clara** ocurre si el material del fondo del cauce en el flujo natural en el área de socavación está en reposo. El esfuerzo cortante en el lecho del río a alguna distancia lejos de la estructura es no mayor que el esfuerzo cortante crítico para la iniciación del movimiento de partículas.
- **Socavación lecho-activo** ocurre cuando el flujo induce un movimiento general del material del lecho. Eso es, los esfuerzos cortantes en el lecho son generalmente mayores que el crítico. La profundidad de equilibrio de la socavación será alcanzada cuando la cantidad de material retirada del agujero de socavación por el flujo, iguala la cantidad de material suministrado al agujero por la corriente.
- **Socavación General** ocurre en un río o corriente con la socavación del lecho activo.
- **Socavación Local** resulta directamente del impacto de la estructura en el flujo. Esta socavación, que es una función del tipo de estructura, está sobrepuesta a la socavación general (si existe).

III.5.1.2 ARRASTRE DE SEDIMENTO

La iniciación de movimiento de una partícula debido a la acción de flujo fluido está definida como el instante cuando las fuerzas aplicadas debidas al arrastre y levantamiento por el fluido, causan el movimiento de la partícula, al exceder la fuerza estabilizadora debida a la gravedad. Para sedimentos uniformes en flujo unidireccional esta condición está bien definida por la curva de Shields, Figura 16, que define el umbral en términos de la función de arrastre.

$$\theta = \frac{U_f^2}{(s-1)gd}$$

donde

$$s = \gamma_s/\gamma \quad (\text{densidad del sedimento dividida por densidad de agua})$$

$$Re = U_f \cdot d / \nu$$

donde

ν es la viscosidad cinemática del fluido

Por regla general de la experiencia, use $\nu_c = 0.05$

III.5.1.3 VELOCIDAD CRÍTICA

Usando la regla empírica, la velocidad promedio a la cual las partículas comienzan a moverse, puede ser calculada de.

$$V_c = \sqrt{0.05(s-1)gd} \left(6 + 2.5 \ln \frac{D}{k}\right)$$

Esta fórmula es válida para un fondo plano del lecho del río. Para taludes el parámetro de Shields tiene que ser modificado y de ese modo también la velocidad crítica:

$$V_c(\alpha) = V_c \cos(\alpha) \sqrt{1 - 0.42 \tan^2(\alpha)}$$

donde α es el ángulo del talud.

III.5.2 PROFUNDIDAD DE SOCAVACIÓN

III.5.2.1 PROFUNDIDAD DE SOCAVACIÓN EN FLUJO ALTERADO

La socavación general en el fondo del lecho de un río se detendrá, cuando la velocidad de flujo se reduzca a V_c debido al agrandamiento de la sección recta del río. Si la velocidad de flujo está variando con la estación, el lecho del río profundizará en la estación lluviosa y (en parte) rellenará de nuevo en la sequía.

III.5.2.2 SOCAVACIÓN EL PILAS DE PUENTE

Para propósitos prácticos la profundidad de los agujeros de socavación alrededor de las pilas de puente puede ser evaluada utilizando la siguiente fórmula:

$$\frac{d_s}{b} = f_1\left(\frac{V}{V_c}\right) \cdot f_2(shape) \cdot f_3\left(\alpha, \frac{l}{b}\right) \cdot \left(\frac{D}{b}\right)^{0.3}$$

donde

d_s es la profundidad de socavación

b es el ancho de la pila

α es el ángulo de ataque

l es la longitud de la pila

D es la profundidad de flujo uniforme

función f_1 :

$$f_1\left(\frac{V}{V_c}\right) = 0 \text{ SI } \frac{V}{V_c} \leq 0.5$$

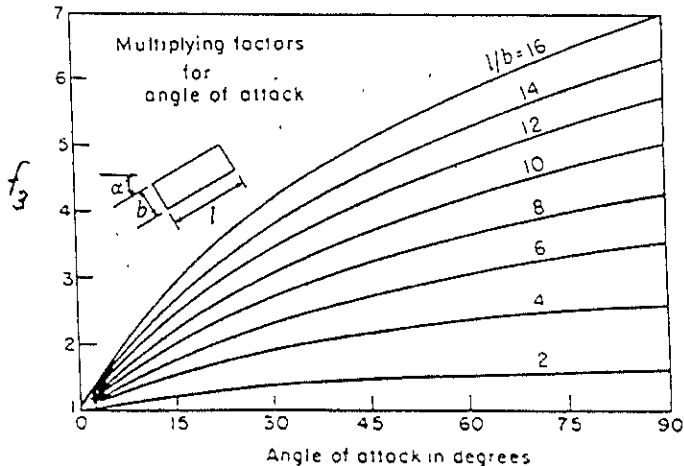
$$f_1\left(\frac{V}{V_c}\right) = \left(2\frac{V}{V_c} - 1\right) \text{ SI } 0.5 \leq \frac{V}{V_c} \leq 1$$

$$f_1\left(\frac{V}{V_c}\right) = 1 \text{ SI } \frac{V}{V_c} \geq 1$$

función f_2 :

Forma del tajamar de la pila	f_2
Oblonga con nariz redondeada	1.5
Cilíndrica	1.5
Rectangular con nariz cuadrada	2.0
Ojiva (nariz aguda)	1.2

función f_3 :



$$\left(\frac{D}{b}\right)^{0.3}$$

originada de la fórmula Laursen/Veiga da Cunha. Otras expresiones han sido sugeridas por diferentes autores.

III.5.3 PROTECCIÓN CONTRA SOCAVACIÓN

III.5.3.1 GENERALIDADES

En áreas donde la socavación tiene que evitarse, el esfuerzo cortante en el lecho deberá ser menor que el crítico. Si el esfuerzo cortante crítico en el lecho es demasiado bajo, puede incrementarse colocando capas de piedra en el lecho (escollera).

El tamaño necesario de las piedras puede ser calculado con la fórmula:

$$\theta \leq \theta_c$$

En zonas constreñidas o estrechas, θ deberá basarse en la velocidad de flujo en la zona estrecha. En pilas de puente u otras construcciones, θ tiene que elevarse debido a la alteración local del flujo, referirse al subcapítulo III.5.3.3.

III.5.3.2 PROTECCIÓN DEL LECHO DEL RÍO

En un lecho de río horizontal, lejos de cualesquier alteración del flujo, el tamaño de piedra necesario puede ser evaluado por la siguiente fórmula:

$$d \geq \frac{V^2}{\left(6 + 2.5 \ln \frac{D}{k}\right)^2} \frac{SF}{0.05(s-1)g}$$

donde:

SF es un factor de seguridad, se establece generalmente hasta 1.7
 d es el tamaño de piedra necesario

Las otras cantidades están definidas en el subcapítulo III.5.1.2.

d tiene que ser evaluada por iteración, como $k = 2.5 d$

En un talud el tamaño de la piedra tiene que incrementarse por el siguiente factor:

$$\frac{1}{(1 - 0.42 \tan^2 \alpha) \cos^2 \alpha}$$

III.5.3.3 PROTECCIÓN DE PILAS DE PUENTE

En pilas de puente no es importante la altura de la aspereza del lecho del río, debido a que gobierna la turbulencia provocada por la construcción. La siguiente fórmula es sugerida para el cálculo del tamaño de la piedra en la escollera alrededor de las pilas:

$$d = \frac{V^2}{(s-1)g N_c}$$

donde N_c deberá ser tomada como sigue:

Para una pila rectangular o una pila de nariz redondeada, alineada con el flujo:

$$N_c = 1.4$$

Para una pila rectangular o una pila de nariz redondeada, no alineada con el flujo:

$$N_c = 1.2 \text{ para } 4 < b/d < 7$$

$$N_c = 1.0 \text{ para } 7 < b/d < 14$$

$$N_c = 0.8 \text{ para } 20 < b/d < 33$$

donde b es el ancho de la pila perpendicular a la dirección del flujo de acceso.

El tamaño calculado de la piedra deberá ser utilizado hasta una distancia de $1.0 b$ de la pila. Afuera de esta zona, hasta una distancia de $2.0 b$ de la pila, puede utilizarse un tamaño de piedra de la mitad del tamaño calculado. El espesor de la capa de piedras deberá tener tres veces el tamaño de piedra calculado o más.

III.5.3.4 CONSTRUCCIÓN DE LA PROTECCIÓN

En enrocamiento de la escollera deberá estar compuesto de una bien graduada mezcla de piedras, de modo que el vacío entre piedras grandes esté llenado por piedras más pequeñas y sostenidas unas a otras. El espesor de la capa de piedras deberá tener tres veces el tamaño de piedra calculado o más.

Una ilustración de un enrocamiento bien graduado está dado por los siguientes valores (el tamaño de piedra calculado es un tamaño promedio $\approx d_{50}$):

CAPITULO III : ANALISIS DE REFORZAMIENTO

d/d ₅₀	0.2	0.33	0.5	0.7	1.0	1.15	1.5	2
% por peso	0	10	16	30	50	60	84	100

Además el enrocamiento deberá estar situado en un filtro invertido apropiado o un geotextil. La capa del filtro protege el material del lecho o del banco de ser echado lejos por las corrientes y el enrocamiento protege el filtro. Sin filtro adecuado, la protección se puede desintegrar a través de la pérdida del suelo debajo del mismo.

El enrocamiento muy probablemente será exitoso si el nivel del lecho de río no varía mucho, esto es, si el más bajo nivel del lecho puede ser estimado con confianza y el enrocamiento se situó debajo a este nivel. Si el enrocamiento está situado demasiado alto, la protección puede ser destruida por socavación de los lados, como el lecho del río alrededor de la protección sea disminuido.

El enrocamiento no debe ser amontonado alto alrededor de las pilas, porque actuará como parte de una pila con un diámetro mayor y realmente agravará las condiciones.

En muchos casos será mejor utilizar protección hecha por cestos llenados con piedras, fabricados con alambre de acero galvanizado por inmersión caliente (gabiones). Después del colocado de los cestos alrededor de la pila, serán cosidos juntos de modo que formen una alfombra continua. Este tipo de protección no es sensible a una subestimación de la velocidad de flujo máxima y no será destruido por socavación a lo largo de los bordes; pero simplemente se moverá hacia abajo con el lecho de río.

CAPITULO IV

REPARACION DE LA ESTRIUCTURA

IV.1 EVALUACIÓN Y DISEÑO DE REHABILITACIÓN.

Las conclusiones de la evaluación de daños y el diseño de rehabilitación siempre debe ser reportado. El formato de Reportes del Ingeniero en Rehabilitaciones, se muestra en la siguiente página.

IV.1.1 ESTRATEGIA DE REPARACIÓN

- A. No requiere de ninguna acción.
- B. Observaciones/Monitoreo en intervalos regulares.
- C. Nivel reducido de Reparación (funcionamiento aceptable, con una vida útil remanente reducida).
- D. Reparar detalladamente (re-establecer la funcionalidad y la vida útil remanente) y/o reforzarlo.

Para las estrategias B, C, y D la actividad se puede describir en un breve escrito.

IV.1.2 MARCAS DE CLASIFICACIÓN PARA PRIORIDAD

Las marcas de clasificación para prioridad son revisadas basadas en la evaluación. Debido a que estas marcas son utilizadas para determinar la prioridad de los proyectos de reparación, ellas están determinadas en la condición del puente **antes** de que el trabajo de rehabilitación sea llevado a cabo.

IV.1.3 COSTOS, AÑO DE REPARACIÓN

Para la estrategia tipo C y D, los costos estimados y el año de reparación quedan asentados.

IV.1.4 INFORMACIÓN DE INSPECCIÓN

Si se lleva a cabo la evaluación de la capacidad de carga, el Factor de Clasificación (R.F.) deberá ser vaciado en el Inventario. El Factor de Clasificación (R.F.) se encuentra definido en el capítulo II.

Una vez concluidos los trabajos de rehabilitación en campo, se deberá llevar a cabo una nueva Inspección Principal. La información del Inventario se revisa y se efectúa una nueva evaluación de los elementos del puente.

IV.2 REPORTE

IV.2.1 GENERALIDADES

Con el fin de facilitar la comparación de los reportes de la inspecciones especiales hechos por diferentes personas, y con el propósito de no olvidar aspectos importantes de la inspección, el reporte es hecho utilizando una tabla de contenidos estandarizada.

El reporte de inspección especial contiene textos con los registros detallados hechos en sitio.

Los reportes de inspección especial deben incluir lo siguiente:

Carátula La página frontal del reporte de la inspección especial, debe comprimir la información siguiente:

- Identificación del puente (Identificación del puente de acuerdo al sistema SIPUMEX y el nombre del puente).
- Inspección especial de (los componentes en estudio), p.e. Inspección especial de apoyos de trabes.
- Identificación del ingeniero(s) de inspección especial (nombre y compañía).
- Fecha de la inspección especial.

IV.2.2 RESUMEN

El resumen debe contener toda la información relevante en una forma resumida. Debe contener tanto detalle que pueda 'sostenerse por sí solo' como una descripción de los registros y conclusiones sobre el daño del puente. Debe ser una descripción en resumen de la extensión de los registros, conclusiones sobre causa y extensión del daño, y la estrategia propuesta de reparación incluyendo su costo estimado y el programa de ejecución.

IV.2.3 MOTIVO DE LA INSPECCIÓN ESPECIAL

Porqué, por quién fue iniciada la inspección. Dice cuales componentes del puente son las que estan dañadas relativamente a juicio del ingeniero. Normalmente la inspección especial ha sido requerida en la inspección principal, y el reporte de inspección principal contiene la información necesaria.

Si se incluyen otros componentes a los que se han mencionado en el reporte de la inspección principal (de acuerdo con el propietario del puente), se deberá decir por qué.

IV.2.4 DOCUMENTOS DE APOYO

Lista del material de apoyo que ha estado disponible por la inspección, tal como:

- Reportes de inventario e inspección principal.
- Planos de 'Cómo se construyó'.
- Cálculos estructurales e hidráulicos.
- Especificaciones para acero y concreto.
- Reporte de inspecciones especiales previas en el mismo puente o algún puente similar en daños.

IV.2.5 REGISTROS

Describe los registros. Para cada método de prueba utilizado, la extensión y localización es descrita, y se da un resumen detallado de todas las anotaciones de los resultados.

IV.2.6 EVALUACIÓN DE REGISTROS

El ingeniero inspector de la inspección especial describe el mecanismo probable de deterioro y causas del daño, basado en los registros. Debe también incluir una descripción del desarrollo esperado del daño si no se toma alguna acción.

El mecanismo del daño debe ser descrito en detalle. Esto significa que en caso de corrosión "suelo salino" no es una explicación suficiente. Se debe de explicar también de donde llega el agua, como alcanzan los cloruros al refuerzo, etc.

Es también importante explicar las diferencias en la aparición del daño: porque hay algunas columnas dañadas mientras que otras no tienen daño, porque está agrietada únicamente la trabe central, etc.

IV.2.7 ESTRATEGIAS DE REPARACIÓN

Describe las estrategias de reparación relevantes para el puente

La descripción de cada estrategia debe comprender:

- Una descripción general de la "idea" de la estrategia p.e. "reemplazo de todo el puente", "reparación intermedia, seguida de una rehabilitación mayor después de 10 años".
- Lista de todas las actividades con año y costo estimado, p.e.:

Actividad	Año	Costo
Reparación intermedia de losa	1995	N\$ 20,000
Reemplazo de la losa	2005	N\$200,000

Si el contenido y extensión de las actividades no son obvias, deben de ser detalladas, p.e. "reparación provisional de la losa comprendiendo reparaciones de huecos en 8 localizaciones, e inyección de mortero de cemento de aproximadamente 50 m. de grietas", "Sustitución de la losa que comprende reemplazo de losa de cubierta en la totalidad del puente, incluyendo juntas de expansión, asfalto, vigas exteriores y parapetos. Las trabes existentes se utilizarán.

- Descripción de posibles obstrucciones del tráfico, incluyendo el cálculo de los costos de usuario del camino.

'Valor presente' de la estrategia, calculando enseguida del método del valor presente.

Recuerde que 'no hacer nada' puede ser muy bien una de las estrategias posibles. Este caso también debe ser analizado. Esta estrategia no tiene costos de reparación o mantenimiento, pero puede implicar costos de usuario.

IV.2.8 RECOMENDACIÓN DE SECUENCIA DE ACTIVIDADES

Describe las recomendaciones del ingeniero de la inspección especial de actividades futuras.

Normalmente la recomendación será para llevar a cabo la estrategia de reparación con el valor presente mas bajo, como que es ésto lo óptimo por hacer.

De cualquier manera, en algunos casos las recomendaciones puede llevar a cabo posteriormente, investigaciones mas detalladas, o para monitorear el desarrollo del daño por algún tiempo antes de hacer conclusiones.

IV.2.9 REPORTE DE INVENTARIO E INSPECCIÓN PRINCIPAL

Como la inspección especial provee un mejor conocimiento del daño del puente, y el daño que se puede haber desarrollado desde la inspección principal previa, el reporte debe ser revisado, y las correcciones posibles deben ser hechas sobre el reporte (manuscritas).

Es particularmente importante el cancelar los procedimientos de la inspección especial. Si esto no se hace, el puente aparecerá de nuevo en la lista de puentes que requieren inspección especial.

IV.2.10 PLANOS O CROQUIS CONSTRUCTIVOS

Tales extractos pueden ser muy útiles para describir detalles de el diseño del puente.

IV.2.11 CROQUICES

Orientación general del puente y los componentes bajo estudio, numeración de elementos, patrón de daños, localización de pruebas, y posiblemente algunos resultados de pruebas que son mas convenientemente mostrados en los dibujos.

Un croquis general de toda la estructura es a menudo utilizado para registrar la extensión del daño (cuales columnas tienen estallamiento del recubrimiento, cuales traveses tienen grietas de flexión y cortante, etc.).

No se ponga demasiada información en un croquis o dibujo. Es mejor hacer uno extra.

Anote siempre las dimensiones del componente de puente en estudio. (Diámetro de la columna; ancho, altura, espaciamiento y longitud de trabe, etc.).

Mapeo de lecturas PEQ (Medidas de Potencial electroquímico) se muestran en el croquis.

IV.2.12 RESULTADOS DE PRUEBAS DE CLORUROS

Esta forma es usada para anotar las mediciones de contenido de cloruros, como gráficas y en tablas (perfiles de contenido de cloruros).

IV.2.13 FOTOS

Las fotos deben incluir.

- Fotografías de vistas generales mostrando los accesos, superficie y la elevación del puente.
- Fotos mostrando el diseño general de los componentes bajo inspección.
- Fotos descriptivas del daño de la estructura. Vista general así como fotos de acercamiento.
- Fotos mostrando los detalles de los registros, p.e. refuerzo expuesto, calas o rupturas en la superficie, corazones de concreto, etc.

IV.2.14 MACROANÁLISIS DE CORAZONES DE CONCRETO

Los registros deben ser hechos revisando minuciosamente los corazones, describiendo la calidad del concreto, deficiencias internas, etc.

IV.2.15 ANÁLISIS ECONÓMICO

Inspecciones del módulo de análisis económico del SIPUMEX con los cálculos del método del valor presente de las estrategias bajo investigación.

ANEXO

- REPORTE DEL ESTADO FISICO DEL PUENTE
- REPORTE FOTOGRAFICO

REPORTE DEL ESTADO FÍSICO DE LOS PUENTES:

JEFE DE BRIGADA: C.P.C. FECHA SEPTIEMBRE DE 1996

1.- **CARRETERA:** ACAPULCO-PINOTEPA NACIONAL COLINEAL A LA CARRETERA X
(RUTA 200) TRANSVERSAL A LA CARRETERA _____

2.- **TRAMO:** LAS CRUCES-LÍM. DE EDOS. GRO/
OAX.

3.- **SUBTRAMO:** _____

4.- **KILOMETRO:** 6 + 900

5.- **ORIGEN:** ACAPULCO, GRO.

6.- **NOMBRE:** "TUNZINGO" NO EXISTE: _____

7.- **TIPO DE SUPERESTRUCTURA:**

CONCRETO REFORZADO	<u>X</u>	CONCRETO PRESFORZADO	_____
METÁLICO	_____	METÁLICO - CONCRETO	_____
OTRO, ESPECIFICAR	_____		

8.- **TIPO DE SUBESTRUCTURA:**

CONCRETO	<u>X</u>	CABALLETE	CONCRETO	<u>X</u>
PILA				
MAMPOSTERÍA	_____	ESTRIBO	MAMPOSTERÍA	<u>X</u>

9.- **TRAZO GEOMETRICO:**

TANGENTE	<u>X</u>	TANGENTE	<u>X</u>
EN PLANTA CURVA DERECHA	_____	EN ELEVACIÓN EN CRESTA	_____
CURVA IZQUIERDA	_____	EN COLUMPIO	_____

10.- **TABLERO:**

NORMAL X ESQUIAJADO _____ GRADOS DER. ESQUIAJADO _____ GRADOS IZQ.

CAPITULO IV : REPARACION DE LA ESTRUCTURAL

14.- TABLERO DE CONCRETO REFORZADO:

DIAFRAGMA NUMERO: 5

DESCRIPCION: SE OBSERVAN TRES DIAFRAGMAS INTERMEDIOS Y DOS EXTREMOS.

ESTADO: EN ALGUNOS DIAFRAGMAS EXTREMOS SE APRECIAN DESCONCHAMIENTOS Y ACERO DE REFUERZO EXPUESTO. EN LA MAYORÍA DE DIAFRAGMAS HAY MANCHAS DE HUMEDAD OCASIONADAS POR LA FILTRACIÓN DE AGUAS PLUVIALES.

NERVADURAS NUMERO: 2

DESCRIPCION: EXISTEN DOS NERVADURAS DE CONCRETO REFORZADO DE 20 CM DE ESPESOR EN CADA TRAMO COLADAS "EN EL LUGAR". EL PATÍN INFERIOR DE ESTAS ESTA FORMADO POR BÚLBOS DE 54 CM DE ANCHO POR 45 CM DE ALTURA (INCLUYENDO CARTELAS)

ESTADO: SE PUEDEN OBSERVAR PEQUEÑAS FISURAS EN LOS EXTREMOS DE LAS NERVADURAS POR CORTANTE Y AL PASO DE LAS CARGAS MÓVILES SE FLEXIONAN, POR TAL MOTIVO SE CREE QUE LA ESTRUCTURA ESTA ESCASA DE CAPACIDAD DE CARGA, TAMBIÉN SE OBSERVAN MANCHAS DE HUMEDAD OCASIONADAS POR FILTRACIONES DE AGUAS PLUVIALES.

LOSAS:

DESCRIPCION: LOSAS DE CONCRETO REFORZADO DE 20 CM DE ESPESOR APOYADAS SOBRE DOS NERVADURAS.

ESTADO: EN LA PARTE INFERIOR DE LAS LOSAS SE OBSERVAN EN VARIAS ZONAS MANCHAS DE HUMEDAD OCASIONADAS POR FILTRACIONES PLUVIALES.

FLECHAS:

SE APRECIAN _____
MANDAR MEDIR _____

NO SE APRECIAN _____ X

CAPITULO IV : REPARACION DE LA ESTRUCTURAL

15.- ESTUDIO DEL CAUCE:

A LOS LADOS DE LA ESTRUCTURA, 200 M. EXISTE:

RIO X CARRETERA FERROCARRIL

OTRO ESPECIFICAR

EFECTOS DE SOCAVACION:

NO SE APRECIAN

SE APRECIAN X

DESCRIPCION: EN LAS PILAS No. 3 Y 4 SE OBSERVA SOCAVACION YA QUE LOS
 PILOTES DE CIMENTACION SE ENCUENTRAN DESCUBIERTOS.

ENCAUZAMIENTO:

DEFINIDO TANGENTE X EN CURVA

INDEFINIDO

CROQUIS (MOSTRANDO PILAS Y ESTRIBOS)

OBSTRUCCION:

NO SE APRECIAN X SE APRECIAN

DESCRIPCION:

CAPITULO IV : REPARACION DE LA ESTRUCTURAL

16.- ESTADO DE LA SUBESTRUCTURA:

SOCAVACION:

SE APRECIA _____ X _____

NO SE APRECIA _____

DESCRIPCION: (LUGAR Y TIPO) SE OBSERVA SOCAVACION EN LAS PILAS No. 3 Y 4 EN DONDE ESTA DESCUBIERTA LA PARTE SUPERIOR DE LOS PILOTES DE CIMENTACIÓN.

DAÑOS DE IMPACTO:

SE APRECIA _____

NO SE APRECIA _____ X _____

DESCRIPCION: (LUGAR Y TIPO) _____

HUNDIMIENTOS:

SE APRECIA _____ X _____

NO SE APRECIA _____

MANDAR MEDIR _____

DESCRIPCION: (LUGAR Y TIPO) SEGÚN INFORMES DE LOS LUGAREÑOS, HUBO LA NECESIDAD DE RENIVELAR LA PILA No. 4 ADICIONÁNDOLE LAS MECEDORAS PORQUE DICHA PILA SUFRIÓ UN HUNDIMIENTO EN LOS AÑOS 80.

DESPLOMES:

SE APRECIA _____

NO SE APRECIA _____ X _____

MANDAR MEDIR _____

DESCRIPCION: (LUGAR Y TIPO) _____

AGRIETAMIENTOS:

SE APRECIA _____

NO SE APRECIA _____ X _____

DESCRIPCION: _____

CAPITULO IV : REPARACION DE LA ESTRUCTURAL

17.- REVISION DE ACCESOS Y CONOS DE DERRAME

ACCESOS:

	EN TALUD	<u> X </u>		EN TALUD	<u> X </u>
ENTRADA	EN CORTE	<u> </u>	SALIDA	EN CORTE	<u> </u>
	A NIVEL	<u> </u>		A NIVEL	<u> </u>

ESTADO DE ACCESOS Y CONOS; DESCRIPCION (REVISAR HUNDIMIENTOS Y DETERIORO)

LOS ACCESOS PRESENTAN BUEN ESTADO FÍSICO, SIN EMBARGO ES NECESARIO
REALIZAR UNA LIMPIEZA ADECUADA.

18.- DRENAJES

SUPERESTRUCTURA:

EXISTEN X NO EXISTEN

ESTADO: LOS DRENES NECESITAN SOLAMENTE UNA LIMPIEZA DE BASURIO
DE VEGETACION.

SUBESTRUCTURA:

ESCURRE NO ESCURRE X

19.- SEÑALAMIENTO

INDICACIÓN DE EXISTENCIA DE PUENTE Y/O REDUCCIÓN DEL ACOTAMIENTO

	EXISTE	<u> X </u>		EXISTE	<u> X </u>
ENTRADA			SALIDA		
	NO EXISTE	<u> </u>		NO EXISTE	<u> </u>

CAPITULO IV : REPARACION DE LA ESTRUCTURAL

20.- ALUMBRADO

EXISTE _____

NO EXISTE _____ X _____

ESTADO: _____

21.- MANTENIMIENTO

DESCRIPCION: _____

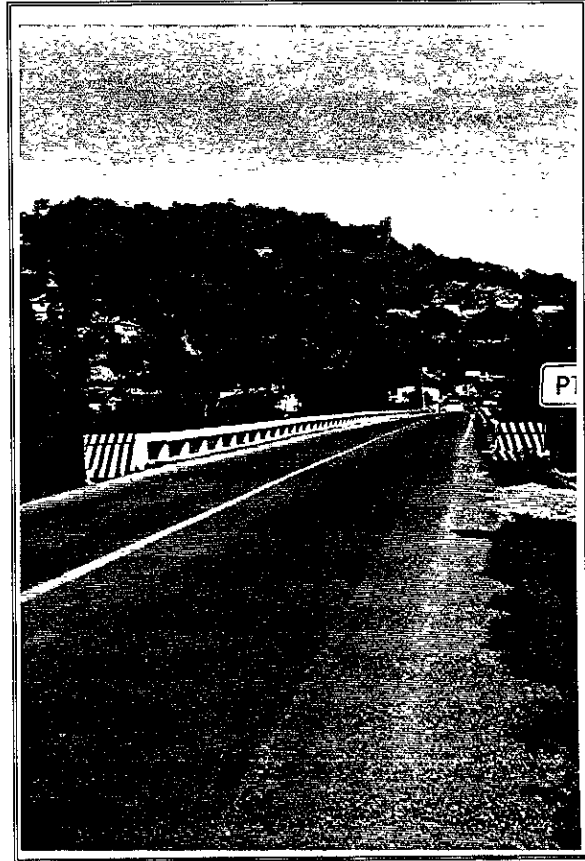
22.- REPARACION

DESCRIPCION: 1.- REFORZAMIENTO DE LA SUPERESTRUCTURA.
2.- COLOCACION DE JUNTAS DE DILATAACION.
3.- PROTECCION DEL CONO DE DERRAME DEL CABALLETE No. 1.
4.- PROTECCION CONTRA SOCAVACION DE PILAS No. 3 Y 4.
5.- REPARACION DE DESCONCHAMIENTO DE DIAFRAGMAS Y NERVADURAS.

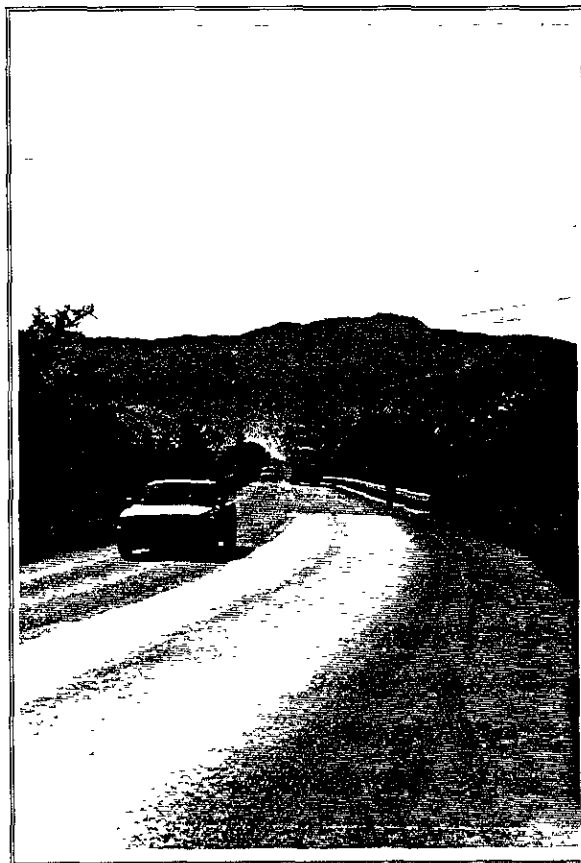
23.- OTRAS PARTICULARIDADES

DESCRIPCION: _____

24.- REPORTE FOTOGRAFICO



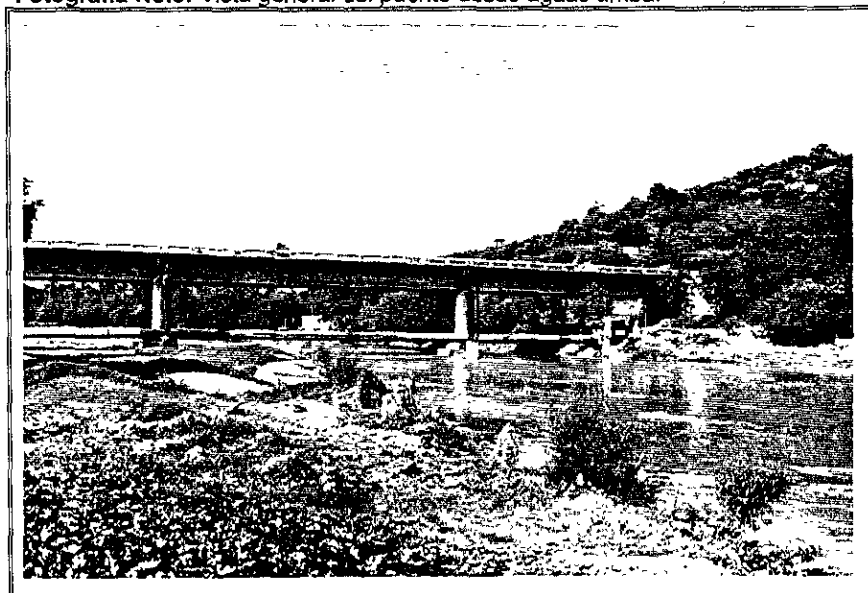
Fotografia No.1: Vista general de la parte superior de la superestructura del lado de Acapulco, Gro.



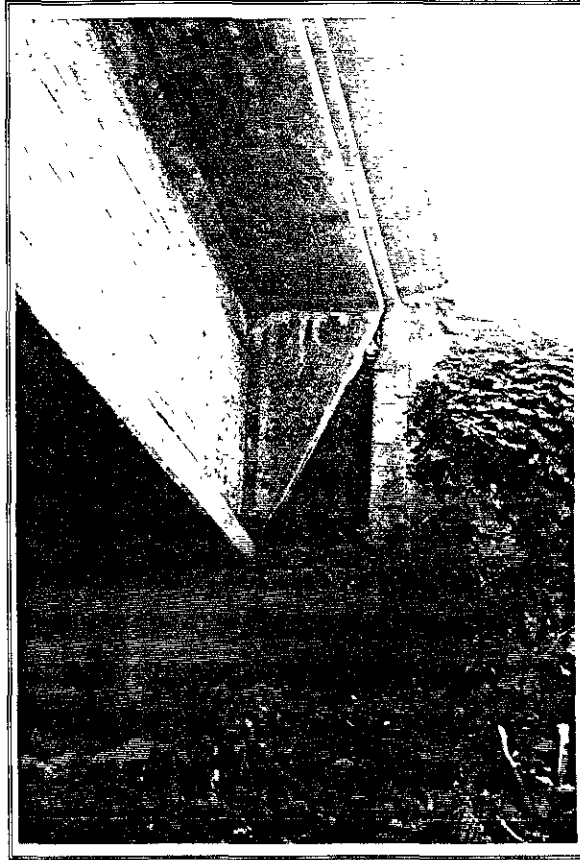
Fotografía No.2: Vista general del puente por la parte superior de la superestructura del lado de Pinotepa Nacional



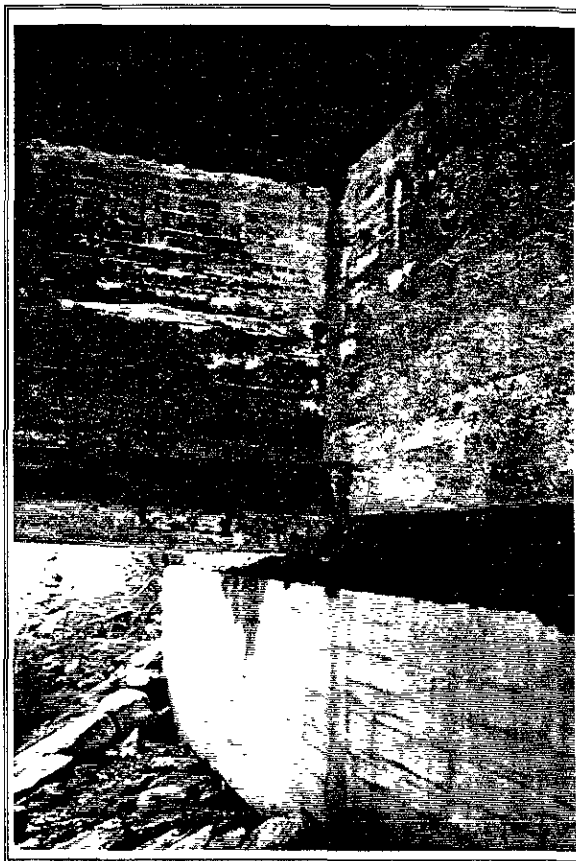
Fotografia No.3: Vista general del puente desde aguas arriba.



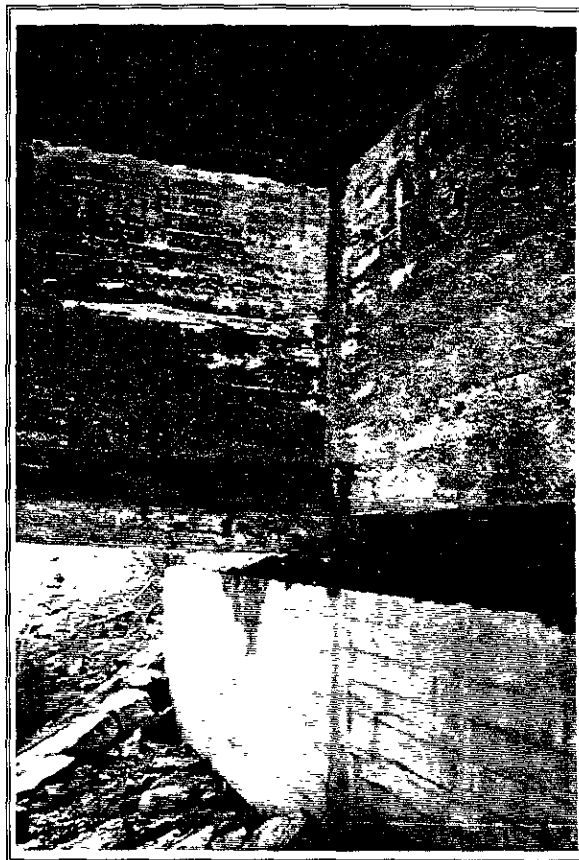
Fotografia No.4: Vista general del puente desde aguas abajo.



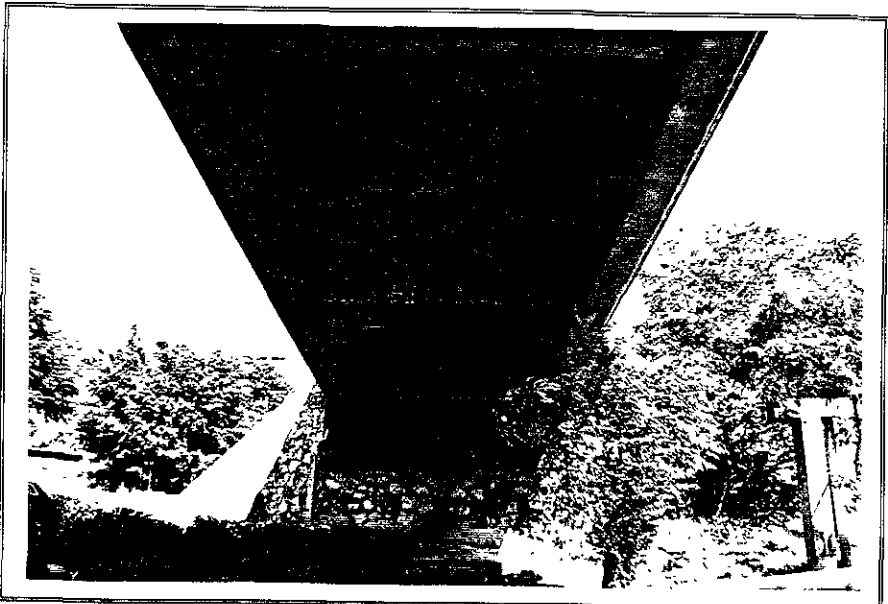
Fotografia No.5: Vista del caballete No. 1 y superestructura del lado derecho



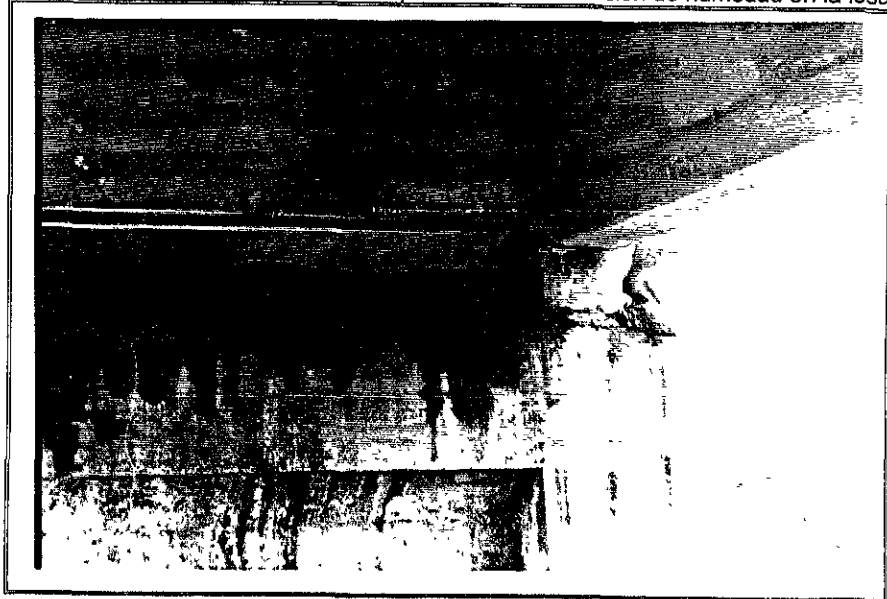
Fotografia No.6: Se observa el caballete No. 1 y filtraciones de humedad de la losa afectando el diafragma extremo y nervadura.



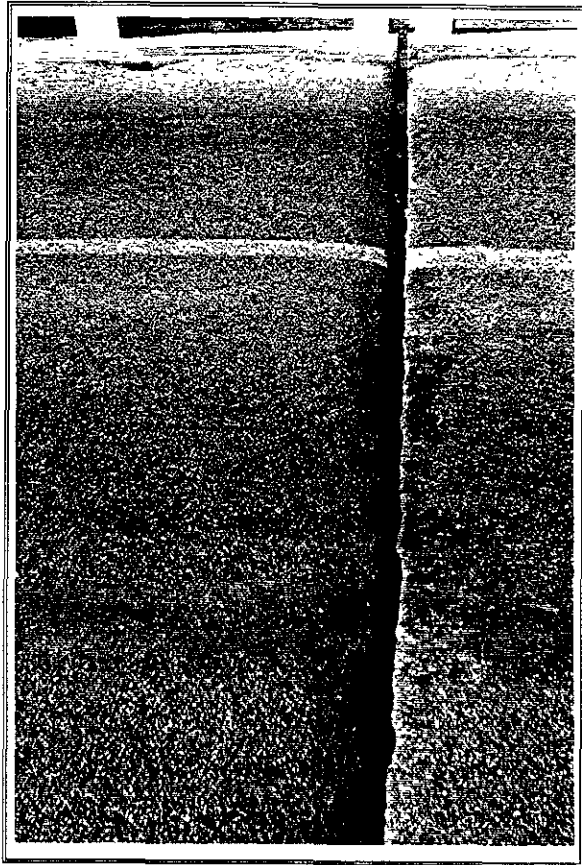
Fotografía No.6: Se observa el caballete No. 1 y filtraciones de humedad de la losa afectando el diafragma extremo y nervadura.



Fotografía No.9: Estribo No. 5. Se aprecia también filtración de humedad en la losa.



Fotografía No.10: Desconchamiento del patin de la nervadura.



Fotografía No.11: Junta de dilatación intermedia sobre la pila No. 3.

IV.3 EVALUACIÓN DE DAÑOS

IV.3.1 GENERALIDADES

Basados en el reporte de Inspección Especial, los daños son evaluados (causa, origen, desarrollo). De la evaluación se desprende la información necesaria para seleccionar la estrategia de reparación, el tipo y los alcances de la reparación.

En todos los puentes en donde se lleva a cabo una inspección especial, deberán de ser revisados por un Ingeniero especializado en Rehabilitaciones quién será responsable de la evaluación final. En caso de requerirse trabajos adicionales, será él quien los ordene.

La evaluación **no** esta completa hasta que:

el daño y mecanismo de deterioro, este completamente comprendido.

toda la información necesaria y los análisis para realizar el diseño de rehabilitación sean entregados

Si el mecanismo que originó el daño no ha sido perfectamente comprendido, es muy posible que el diseño de rehabilitación también sea incorrecto.

IV.3.2 DAÑOS POR CORROSIÓN

IV.3.2.1 CONSTRUCCIONES DE CONCRETO

Como regla general, todos los daños por corrosión deben ser reparados, a menos que el grado y velocidad de corrosión sea baja debido a la baja humedad existente en el concreto y la resequedad de los alrededores.

En caso de existir daños por una corrosión severa o especial, la reducción del área de la sección transversal de las varillas y la sección transversal del concreto deberán ser evaluadas para verificar la capacidad de carga. Se pueden considerar, en estos casos, apoyos temporales.

El mecanismo de corrosión debe ser analizado, ya que de ello generalmente dependerá la estrategia de reparación. La corrosión podrá sea causada por cloruro (solo), por cloruros combinados con carbonatación o por carbonatación (sola).

En caso de ser necesario calcular la vida útil remanente, se deberá evaluar al grado de ingreso de cloruros y/o carbonatación, así como el grado de corrosión; es necesario para ello considerar las condiciones locales de clima.

IV.3.2.2 ATAQUE DE SULFATOS

Generalmente solo la subestructura está expuesta al ataque de sulfatos debido al contacto con el agua y/o suelo.

Por lo tanto, generalmente la corrosión por cloruración y el ataque por sulfatos son vistos al mismo tiempo. En este caso, la estrategia a seguir es la que se utiliza para elementos de la subestructura con problemas de corrosión. Utilizar una protección adecuada a los sulfatos junto con un cemento normal, será la mayoría de las veces la solución, en tanto que usar un cemento resistente a los sulfatos incrementará los problemas por la penetración de cloruros.

En casos especiales en donde la agresividad de los alrededores, por ejemplo el terreno y/o agua parece muy alta, se deberán hacer pruebas de laboratorio del terreno y/o agua para mejorar las bases de decisión.

IV.3.3 DEFICIENCIAS ESTRUCTURALES

Si se indican deficiencias estructurales realizar un análisis estructural del elemento para identificar posibles problemas.

IV.3.3.1 EVALUACIÓN DE LA CAPACIDAD DE CARGA

Se deberá de reforzar -en principio- si el factor de clasificación para el elemento considerado es menor a 1.0. Si se espera un comportamiento dúctil en el estado límite último, esto significa que la estructura avisará antes de que se desarrolle la falla, se puede aceptar un factor de clasificación de 0.9, aunque esto requerirá de inspecciones mas frecuentes (por ejemplo: cada 6 meses).

IV.3.3.2 FLEXIÓN, CORTANTE

Si se observan grietas anchas (ancho de grieta > 0.3 mm para elementos reforzados ordinarios, > 0.2 mm para losas de puentes, > 0.1 mm para elementos presforzados), estas se evalúan por medio de cálculos estructurales. Generalmente, será suficiente con unos simples cálculos acompañados de un vistazo a los planos (si estos están disponibles). El ancho de grieta medido indica el nivel de esfuerzos en el refuerzo, pero teniendo siempre en cuenta que el ancho medido no corresponde a la máxima carga ni al peso de la carga muerta sola, sino a un valor intermedio.

Se recomienda reparar y/o inyectar las grietas estructurales solo en los siguientes casos:

- 1 Si existe riesgo de corrosión en el acero de refuerzo

2. Si las grietas son causadas por cargas excepcionales por ejemplo: sismo, que se desvían mucho del tipo y tamaño de las cargas normales.
3. Si las cargas actuales se reducen, la inyección puede tener un efecto preventivo.

La propagación de grietas puede ser monitoreada sellando e inyectando algunas de las grietas existentes, antes de empezar el inyectado definitivo.

IV.3.3.3 APOYOS Y JUNTAS DE CALZADA

Si hay problemas relacionados a los apoyos y juntas, se deberán analizar los movimientos y cargas aplicados a estos elementos.

En general, se deberán considerar las siguientes contribuciones:

- temperatura
- contracción
- acortamiento elástico (presfuerzo)
- flujo plástico
- ángulo de giro en los apoyos

Para puentes existentes, los efectos de largo plazo como son (contracción, flujo plástico) generalmente ya se desarrollaron, lo que significa que solo queda la contribución debida a la temperatura.

Para los apoyos se debe verificar si estos están colocados en el sentido correcto y si el tipo de apoyos existentes son los adecuados para las condiciones consideradas (carga, movimiento, medio ambiente).

Para los apoyos (y/o juntas de calzada) en los estribos, la evaluación debe considerar que los muros de respaldo hasta cierto punto son capaces de seguir el movimiento del puente debido a la flexibilidad de estos muros.

Para juntas de calzada, una sencilla regla para decidir si se debe reemplazar la junta completa, solo una parte de la junta o repararla, consiste en las siguientes consideraciones. Si la junta se está cayendo continuamente (la vida útil después del reemplazo es de menos de 1 año), La junta o parte de ella debe de ser reemplazada. Que se esté cayendo significa que se aflojen los tornillos, que el concreto esté fracturado o que partes del bloque de neopreno estén rotas.

Generalmente, los daños a las juntas pueden prevenirse reparando la junta de transición tan pronto como aparezcan en esta parte. Casi siempre la desintegración de esta tira es el primer paso para la desintegración de la toda la junta.

IV.3.4 GRIETAS NO ESTRUCTURALES

Se recomienda reparar y/o inyectar las grietas no estructurales en los siguientes casos:

1. Si existe riesgo de corrosión en el acero de refuerzo
2. Si hay alguna implicación estructural en las grietas.

IV.3.5 SOCAVACIÓN

Cuando se observa socavación ya sea local - alrededor de las pilas o estribos-, o general (en todo el lecho del río), debe evaluarse si la topografía del fondo del río es estable o no.

Si el canal natural del río no ha cambiado en 5 años, el puente es más viejo de 5 años y no han habido excavaciones en el lecho del río en épocas de estiaje, la topografía del fondo será generalmente estable; de todos modos, esta suposición deberá ser confirmada por observaciones al través de los años.

Si el puente tiene menos de 5 años de vida; si el lecho del río ha sido alterado en años recientes o si el flujo del río se ha incrementado, la máxima profundidad por socavación esperada, deberá ser calculada.

Cuando se evalúa la máxima profundidad por socavación, se debe entonces llevar a cabo un análisis estructural para identificar posibles problemas de estabilidad en pilas y/o cimentación de estribos. Si la estabilidad de cimentaciones superficiales se encuentra en peligro, se debe colocar la protección contra socavación. Si la *estabilidad de construcciones cimentadas en pilotes se encuentra en peligro, colar* alrededor de la parte descubierta generalmente será la mejor solución, ya que colocar una protección contra la socavación alrededor de la pilas y hacia arriba reducirá el área de la la sección transversal del río. Para el diseño de protección contra socavación.

IV.3.6 VIDA ÚTIL REMANENTE

La vida útil remanente, se define como el tiempo que pasará hasta que sea verdaderamente necesario llevar a cabo la rehabilitación por razones de funcionalidad y seguridad. La vida remanente se evalúa de la siguiente manera

IV.3.6.1 DAÑOS POR CORROSIÓN

El tiempo de inicio de la corrosión por carbonatación o por cloruración, se estima por medio de la ecuación dada en el capítulo II

El tiempo de propagación es calculado como la edad de la estructura menos el tiempo en que se inició la corrosión, referirse a la fig. IV.1

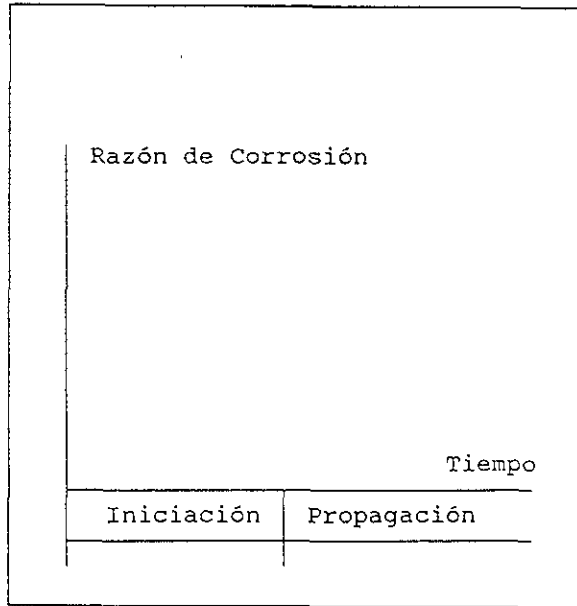


Figura IV.1 Tiempo de Iniciación y Propagación

La extensión del daño durante el periodo de propagación se calcula con base en las mediciones realizadas en la Inspección Especial. De ahí, se calcula la velocidad de corrosión asumiendo este valor constante.

De la evaluación de la capacidad de carga, el límite crítico de la corrosión puede ser conocido. La vida útil remanente o el tiempo hasta que se llegue a ese estado crítico, es calculado extrapolando usando el valor de la velocidad de corrosión encontrado arriba.

Debe mencionarse que este tipo de cálculo no es muy preciso. Por lo tanto se deben tomar consideraciones conservadoras. Además, se deberán llevar inspecciones con mayor frecuencia.

Más aún, se debe estar muy atento de cambios en las condiciones de corrosión (humedad y otros aspectos ambientales), que puedan llevar a una más rápida propagación de la corrosión. También se debe tener cuidado de corrosión local en algunas áreas (juntas de construcción/apanalamientos).

IV.3.6.2 DEFICIENCIAS ESTRUCTURALES

Para elementos primarios que cargan carga muerta y carga viva, el desarrollo del ancho de grieta y las deflexiones generalmente se detendrán, a menos que la carga se siga incrementando. Si las grietas son originadas por asentamientos de la cimentación, el desarrollo de las mismas puede continuar

Para elementos secundarios, tales como losas de puente , en donde la carga de rueda es predominante, es posible que exista una propagación continua debido al fenómeno de la **fatiga** (fatiga por adherencia) debido a un esfuerzo muy alto en el refuerzo. La vida útil en una situación con grietas de x mm hasta que se hagan agujeros en la losa, puede ser calculado de la experiencia en casos similares.

IV.3.6.3 SOCAVACIÓN

La socavación generalmente se desarrolla en unos cuantos años. Si la profundidad máxima por socavación observada/calculada pone en peligro la estabilidad de la construcción, se deberá colocar protección contra la socavación antes de la próxima época de lluvias.

Ya que las precipitaciones varían de un año a otro, se deberán realizar inspecciones al lecho del río cuando ocurran precipitaciones excepcionales.

IV.4 ESTRATEGIAS DE REABILITACION

IV.4.1 GENERALIDADES

Los trabajos de rehabilitación se llevan a cabo básicamente, por los siguientes motivos:

- reestablecer su funcionalidad por razones de seguridad estructural.
- reestablecer su funcionalidad por razones de seguridad del tráfico.
- prevenir daños adicionales

Debe hacerse notar que para daños causados por el impacto del medio ambiente y sobrecarga, se pueden tomar acciones **preventivas** durante la vida útil del puente.

Antes de llevar a cabo el diseño de la rehabilitación, se deberán de tener claros los mecanismos que provocaron los daños y toda la información de respaldo y análisis del diseño de rehabilitación deberá guardarse.

IV.4.2 PLANES FUTUROS

Los trabajos de reparación que se lleven a cabo en el puente en cuestión deben de considerar la vida útil remanente del puente, así como también de la carretera o tramo.

Por lo tanto, se deberán tomar en consideración otros aspectos cuando se esté realizando el proyecto de rehabilitación, tales como:

1. Planes futuros para la carretera o tramo o el puente, por ejemplo: ampliación del ancho del camino o reclasificación de la carretera.
2. La capacidad de carga requerida para todos los puentes en esa carretera.

IV.4.3 ESTRATEGIAS ALTERNAS

Más alternativas o estrategias pueden ser consideradas cuando se prepara un proyecto de rehabilitación de un puente en específico.

En general, hay cuatro grupos principales de alternativas (incluido en el que no se requiere tomar ninguna acción) a considerar:

A No se requiere tomar ninguna acción.

El funcionamiento y la vida útil remanente del puente son satisfactorias.

B. No hacer nada, aceptando un nivel reducido de funcionamiento.

En este caso, los puentes deben de mantenerse en observación en intervalos regulares.

Si el daño se desarrolla hasta llegar a niveles críticos, entonces:

- a. Llevar a cabo reparaciones menores e imponer restricciones al tráfico (Limitar la carga viva).
- o
- b. Cerrar el puente y hacer una desviación.

C. Reparar a un nivel aceptable de funcionalidad, pero con una vida útil remanente reducida:

- a. Reparar cuidadosamente a un nivel aceptable, que extienda la vida útil remanente de 5 a 10 años.
- o
- b. Reparaciones anuales menores y parches, para mantener un nivel aceptable de funcionalidad.

- D. Reestablecer la funcionalidad del puente al nivel requerido (nivel original o incrementado) e incrementar la vida útil del puente como un todo:
- o a. Reparar/reforzar los elementos en cuestión cuidadosamente.
 - o b. Reemplazar los elementos principales del puente.
 - o c. Reemplazar el puente.

Un nivel aceptable de Funcionalidad significa que la seguridad estructural (y de tráfico) es adecuada para el puente.

Vida útil remanente significa el tiempo que queda hasta que es indispensable realizar una rehabilitación por razones de funcionalidad o de seguridad estructural.

Las estrategias B y C son generalmente usadas, cuando existen planes para reemplazar el puente o planes para nuevas carreteras y se busca extender tanto como se pueda con una inversión lo más pequeña posible.

La evaluación de la vida útil remanente para diferentes soluciones debe basarse en experiencias y el buen juicio del Ingeniero.

Ejemplo:

Considerémos un puente con x columnas de las cuales y están dañadas por corrosión debido a cloruración.

En este caso las estrategias B, C y D respectivamente podrían ser:

Estrategia B: No hacer nada mas que inspeccionar regularmente el puente y monitorear el desarrollo de los daños.

Estrategia C: Reparar exclusivamente las columnas con daños por corrosión visibles. No se toman medidas preventivas.

Estrategia D: Reparar todas las columnas incluyendo acciones preventivas tales como aplicación de una protección a las columnas.

IV.4.4 MANTENIMIENTO PREVENTIVO

La vida de servicio de una estructura puede ser dividida en dos periodos, referirse a la figura IV.1:

Periodo Inicial, en el cual la estructura funciona de acuerdo a lo planeado y el deterioro avanza a una velocidad lenta.

Periodo de Propagación, en el cual el proceso de deterioro es muy rápido.

La idea básica del mantenimiento en el más amplio sentido de la palabra (limpieza, inspecciones y mantenimiento rutinario) es el de prolongar el periodo inicial lo más posible. Esto debido al hecho de que los elementos deteriorados y dañados en el periodo de propagación generalmente son mucho más costosos de reparar y rehabilitar.

Por lo tanto, el **Mantenimiento Preventivo** debe estar incluido como una actividad separada de mantenimiento. Para ilustrar esto, consideremos las columnas de un puente en una zona costera, que están expuestas a terreno salino y agua subterránea. Aun cuando muchas columnas no presentan actualmente signos de daños por corrosión, es solo cuestión de tiempo antes de que se presenten desconches. En este caso, muchos daños por corrosión futura, pueden ser prevenidos aplicando un sistema de protección a las columnas.

IV.4.5 EVALUACIÓN ECONÓMICA

La evaluación económica de las diferentes soluciones puede basarse en una comparación del costo total neto presente para cada alternativa técnicamente factible. El costo total neto presente incluye todos los costos necesarios para mantener el funcionamiento del puente en la vida útil requerida para la solución específica de rehabilitación considerada.

El costo neto presente se calcula de la siguiente manera. El valor neto presente de una inversión de A Nuevos Pesos gastados en el año n es:

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

en donde r es la tasa de descuento corregida para la inflación (Tasa de descuento aprox. es igual a la tasa de interés menos la inflación). La tasa de descuento usada debiera estar relacionada a trabajos de construcción de puentes y caminos.

En caminos con un volumen alto de tráfico, por ejemplo en ciudades grandes, la obstrucción al tráfico del camino debe considerarse. El costo causado por la obstrucción puede ser calculado y tomado en cuenta cuando se obtengan los costos totales. Referirse a la siguiente sección.

IV.4.6 CONSIDERACIONES DEL TRÁNSITO

La obstrucción al tránsito depende de la capacidad del camino y de la intensidad del tránsito. Un balance adecuado entre las consideraciones del usuario y la economía del proyecto, debiera de plantearse.

La planeación de la ejecución en la parte referente al tránsito, requiere de información del siguiente tipo:

ADT and ADTT (Promedio Diario de Tránsito y Promedio Diario de Tráfico de Camiones).

Variaciones por temporada.
Horas pico o valores pico.

La pérdida económica para la sociedad debida a la obstrucción del tránsito, puede ser estimada usando los siguientes valores básicos.

	Longitud Adicional de recorrido	Tiempo Adicional de Transporte
Camiones	x_1 N\$/km	y_1 N\$/hora
Autos privados	x_2 N\$/km	y_2 N\$/hora

El ancho de carril a usar por todo tipo de vehículos, no deberá ser menor a 3.25 m, y 2.50 m en caso de que solo se permita el tránsito a vehiculos particulares.

Si el area de trabajo no es satisfactoria, se pueden considerar las siguientes medidas:

Los trabajos son ejecutados fuera de las horas pico. Por ejemplo de noche.

El calendario de los trabajos se realiza tomando en cuenta variaciones por temporada y por otros motivos (vacaciones, fines de semana, días de fiesta, actos públicos, exhibiciones, etc.).

Realizar desvíos a través de rutas alternativas.

Cerrar Caminos alimentadores o rampas de acceso.

Se utilizarán los carriles de Emergencia.

Se ampliará el área de tránsito utilizando los acotamientos.

Se usarán carriles con doble sentido.

Utilizar sistema de señalización con luces (control automático de tráfico).

IV.4.7 AÑO DE REHABILITACIÓN

El año recomendado de rehabilitación es determinado por el juicio de los Ingenieros.

La vida útil remanente del elemento en cuestión.

La posibilidad de un incremento considerable ("salto") en los costos de rehabilitación, si los daños desarrollados exceden cierto nivel.

La necesidad de medidas preventivas (principio de corrosión por cloruración).

Planeación de otras actividades de mantenimiento para el puente.

Como ejemplo del último punto, la reparación de juntas de expansión y losas de puente deben de coordinarse con el reemplazo de la superficie de desgaste.

IV.5 DISEÑO DE REABILITACIÓN DOCUMENTOS Y PLANOS

IV.5.1 PROCEDIMIENTOS GENERALES

Habiendo completado la evaluación, el diseño de rehabilitación es llevado a cabo como se muestra en el diagrama de flujo abajo mostrado.

La idea básica es la de utilizar tanto como se pueda del "Catálogo de Rehabilitación de Proyectos Tipo", incluyendo los croquis "Planos Tipo". Por otra parte, se deberá prestar atención a posibles diferencias y circunstancias, por ejemplo: un alto nivel del agua freática en el terreno o una cimentación muy profunda que requiera de la reparación de una columna.

Para tipos especiales de Rehabilitaciones, se deberán realizar nuevos planos, así como unas Especificaciones Particulares más detalladas.

Los tipos mas comunes de rehabilitación esperados, son los siguientes:

1. Daños por Corrosión en subestructura: Columnas, Estribos).
2. Refuerzo de elementos de concreto.
3. Reemplazo de tableros de losa sobrecargados.
4. Reparación y reemplazo de Juntas de Calzada.
5. Cambio de Apoyos
6. Parapetos dañados por Impacto.
7. Socavación

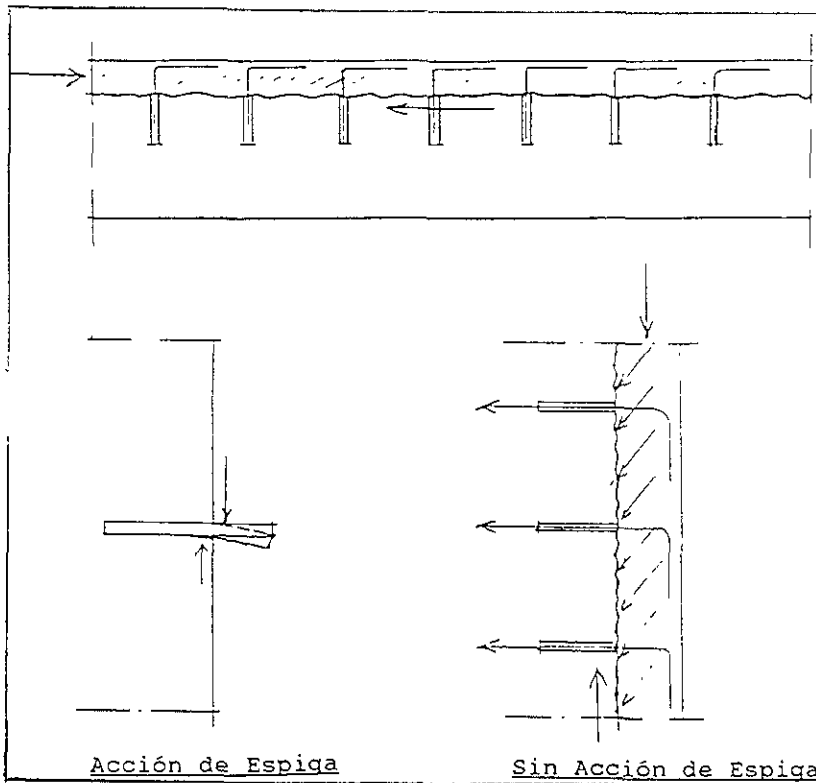


Figura IV.2 "Conectores para Cortante", juntas construcción

IV.5.2 BASES DE DISEÑO

IV.5.2.1 CARGAS, COMBINACIONES DE CARGAS Y FACTORES DE CARGA

1. Carga de Diseño para la Rehabilitación

Generalmente las cargas que serán aplicadas a la estructura, las combinaciones de carga y los factores de carga para Diseño de rehabilitaciones deberán de corresponder a los indicados en el capítulo II.

2. Carga de Diseño (Puentes nuevos)

Se puede utilizar también la carga de diseño para puentes nuevos de acuerdo al Reglamento "AASHTO LRFD Bridge Design Specifications". En este caso, las combinaciones de cargas y los factores de carga deben concordar con el "AASHTO LRFD Bridge Design Specifications".

IV.5.2.2 ANÁLISIS ESTRUCTURAL

El análisis estructural se realiza de la manera usual utilizando los métodos del "AASHTO Standard Specifications for Highway Bridges" o el "AASHTO LRFD Bridge Design Specifications".

Alternativamente, se pueden realizar análisis más sofisticados (elemento finito, etc), con programas de diseño tales como el RH&H Bridge Design PC-System.

Generalmente, tanto el Estado Límite Ultimo (ELU) y el Estado Límite de Servicio (ELS) deberán ser considerados en el análisis.

IV.5.2.3 RESISTENCIA A FLEXIÓN, CONCRETO

La resistencia a flexión de los miembros de concreto, puede ser calculada ya sea por los métodos descritos en las especificaciones de diseño AASHTO o por medio del Programa de Diseño de Puentes (para PC) de RH&H.

IV.5.2.4 RESISTENCIA A CORTANTE, CONCRETO

La resistencia a cortante de los miembros de concreto, puede ser calculada ya sea por los métodos descritos en las especificaciones de diseño AASHTO o por medio del Método de la Analogía de la Armadura/Puntal en el Alma.

IV.5.2.5 COLUMNAS DE CONCRETO

La resistencia de columnas de concreto puede ser calculada ya sea por los métodos descritos en las especificaciones de diseño AASHTO o por medio del Programa de Diseño de Puentes (para PC) de RH&H.

IV.5.2.6 SECCIÓN RESISTENTE

La sección resistente nominal, puede ser calculada de acuerdo a las Especificaciones de Diseño del AASHTO, por el método de Resistencia última (Diseño por Factores de Carga).

Alternativamente se pueden usar los programas de Diseño de Puentes de RH&H. Se puede usar una PC.

El cálculo de la resistencia deberá tomar en consideración el deterioro observado en campo, tal como pérdida de concreto o área de acero.

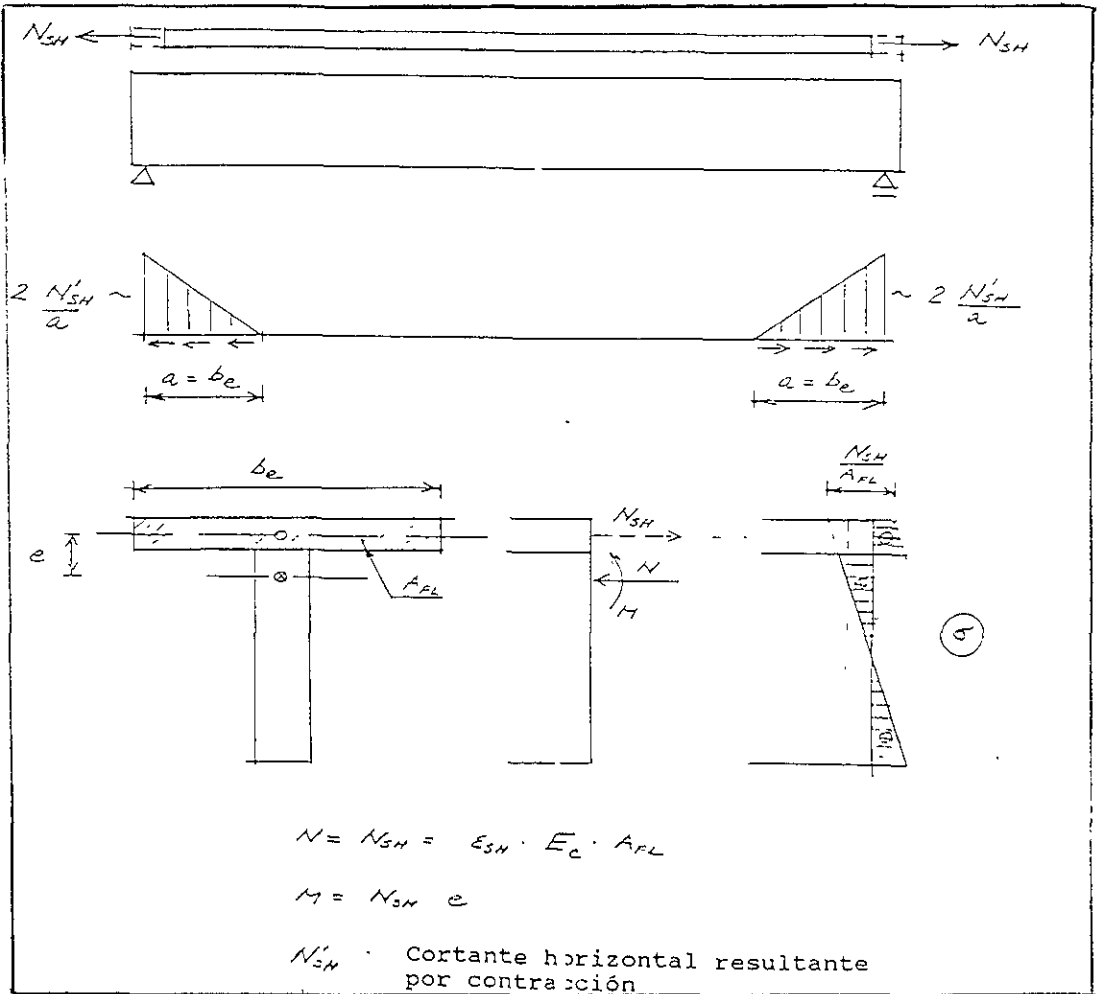


Figura IV.3 Nueva sobrecapa de concreto. Contracción.

IV.5.2.7 TRANSFERENCIA DE CARGA ENTRE CONCRETO NUEVO Y VIEJO

Las juntas de construcción entre el concreto original y el nuevo, deben ser diseñadas de manera tal que:

los diferentes tipos de concreto actúen como un elemento estructural homogéneo.

los esfuerzos de cortante puedan ser transferidos sin movimientos en la junta.

se garantice la durabilidad de la junta.

Se deberán proveer "Conectores por Cortante" perpendiculares a la junta de construcción para tomar las fuerzas de tensión transversales a la junta (no se toma en cuenta la acción de clavija), referirse a la figura IV.2. Los conectores por cortante deberán preferentemente consistir de acero de refuerzo colocados en agujeros taladrados en el concreto viejo y rellenarlos con un mortero especial o resina epóxica. Asegurarse de que la capacidad de transferencia del cortante sea satisfactoria en las secciones circundantes a las secciones con las anclas.

Ya que los puentes generalmente soportan cargas vivas con efecto dinámico, se recomienda que la fuerza total por cortante entre el concreto nuevo y el viejo, sea transferida por dichos "conectores de cortante".

IV.5.2.8 CONTRACCIÓN

Ya que los trabajos de reparación siempre implican colado de concreto nuevo contra concreto viejo, se debe tener especial cuidado para evitar esfuerzos por temperatura y fisuras por contracción.

Por lo tanto, los procedimientos de colado y curado deberán ser cuidadosamente planeados y respetados estrictamente.

Sin embargo, ya que la contracción es casi inevitable, se debe colocar acero de refuerzo para reducir el ancho de grieta de posibles grietas por contracción. Esto es especialmente importante cuando el concreto viejo es rígido comparado con el nuevo, de manera que al concreto nuevo no se le permite contraerse libremente. Para losas y vigas, en donde una parte de la losa del puente es reemplazada, tendrá lugar la acción compuesta entre el concreto viejo y el nuevo. Una manera sencilla de calcular la contracción, es calcular la fuerza interna de contracción haciendo la suposición de que la nueva capa de concreto estuviera completamente restringida (tensión en el concreto nuevo y compresión en el viejo). Esta fuerza es posteriormente aplicada a la sección transversal como una fuerza de compresión en el centro de gravedad de la nueva sección transversal. El momento flexionante correspondiente también debe ser aplicado. El procedimiento es explicado en la figura IV.3

La fuerza horizontal de cortante entre concreto nuevo y concreto viejo, debido a la contracción se asume que es transferida a través de las partes extremas del claro (para puentes continuos las partes extremas de los claros extremos). Para puentes losa sobre vigas, la longitud de la zona de transferencia de cortante se debe tomar como el ancho efectivo de la losa del puente. Para puentes de losa, esta distancia se obtiene como un décimo de la longitud del claro.

IV.5.2.9 DISEÑO Y DETALLADO

Los detalles deben ser diseñados cuidadosamente para asegurar que el concreto adicional, el refuerzo y el presfuerzo actúen conjuntamente con el resto de la estructura existente como un solo elemento nuevo. Por ejemplo si el refuerzo nuevo y viejo se empalman, el refuerzo transversal deberá estar calculado para tomar las fuerzas de rompimiento etc.

Las reglas de diseño para **acero mínimo** deben ser respetadas.

IV.5.2.10 RECUBRIMIENTO

Los elementos dañados por corrosión deberán ser provistos con un nuevo recubrimiento suficiente para incrementar la resistencia contra el ingreso de cloruros y *por lo tanto reducir el riesgo de futura corrosión.*

Se debe prestar atención a las esquinas de columnas prismáticas, que están particularmente expuestas al ataque de cloruros. Es preferible colocar estribos con dobleces "suaves" y *con mayor diámetro de doblez.*

Los separadores deben producirse en el espesor del recubrimiento requerido.

IV.5.2.11 VARILLAS PROTEGIDAS CON EPÓXICO

Si se utilizan varillas protegidas, se debe evitar el contacto con el refuerzo existente. La protección se deberá llevar a cabo con sumo cuidado, después de que las varillas hayan sido dobladas a su forma final. Los posibles daños que ocurrieran durante la colocación y preparación, deberán ser reparados antes de colar. Alambres recubiertos con nylon deberán ser usados en la colocación del refuerzo.

IV.5.3 DISEÑO DE REHABILITACIÓN

IV.5.3.1 ENCAMISADO Y RECUBRIMIENTO GENERAL EN CONCRETO REFORZADO

En general cuando se diseñan encamisados de concreto y recubrimientos, no se debe colocar exclusivamente el refuerzo requerido con fines de reforzamiento. Se debe colocar adicionalmente refuerzo a lo largo de la nueva superficie de concreto para prevenir fisuras importantes debidas a la contracción.

Aún más, la acción compuesta entre el concreto viejo y el nuevo debe de ser considerada. Para vigas y losas, la carga muerta generalmente será cargada por la estructura anterior, mientras que la carga viva será cargada por la nueva sección compuesta.

1.- COLUMNAS

Será preferible que el concreto adicional encamisado la columna y que se le provea de estribos cerrados.

Las esquinas de la columna existente, deberán ser removidas antes de colar el concreto nuevo, para reducir la concentración de esfuerzos provocada por la contracción y para mejorar la interacción con el concreto viejo.

Los estribos deberán estar concentrados en las distancias de transición en la parte superior e inferior del encamisado en donde la fuerzas de fricción transmitidas causan expansión lateral del concreto (compresión entre el concreto nuevo y viejo). Los esfuerzos en los estribos no deberán exceder 50% del esfuerzo de fluencia.

Para muros columna, no es posible usar estribos cerrados. La transferencia de cortante es por lo tanto garantizada colocando anclas adicionales en la parte superior e inferior del encamisado.

2.- VIGAS

Flexión

Generalmente, es más eficiente reforzar una viga común y corriente adicionando refuerzo en la zona de tensión, en vez de añadir una capa adicional de concreto en la zona de compresiones

El reforzamiento de vigas continuas normalmente puede estar limitado a los claros, asumiendo que la redistribución de momentos se puede llevar a cabo. Normalmente la capacidad de rotación en los apoyos es suficiente para satisfacer este requerimiento.

Se debe tener cuidado para garantizar la transferencia del cortante al nuevo refuerzo por medio de anclas o algo similar. Más aún, debe verificarse si se requiere refuerzo adicional para satisfacer la capacidad de anclaje de las fuerzas en los apoyos, que dependerá de los diagramas de momento y cortante y de la cantidad de estribos, referirse al Apéndice A del manual no. 9 "Transportes Pesados".

Cortante

Se pueden agregar estribos verticales o inclinados.

Se debe prestar atención especial a la forma en que trabajan los estribos. Dos requerimientos deberán cumplirse. Primero, los estribos deberán estar cerrados en el parte inferior de la viga, para cargar la fuerza de compresión inclinada, que siempre tiende a llegar a la base inferior de la viga. Segundo, los estribos deben estar anclados arriba de la zona de compresiones de la viga, de manera que la transferencia de cortante longitudinal entre la zona de compresiones y el alma se vea mejorada

Aún más, se deberá prestar especial atención al hecho de que la cantidad de refuerzo por cortante influye en las fuerzas de anclaje en el refuerzo principal de vigas en los apoyos. Esto significa, que el refuerzo adicional por cortante puede bien, solucionar el problema por cortante pero también puede relajar los requerimientos de capacidad de anclaje del acero principal.

Reemplazo de losas de puente

Para puentes isostáticos ordinarios sobre vigas T, se recomienda ampliamente soportar (si es posible gatear) las vigas temporalmente, cuando la losa de puente es reemplazada:

- para evitar hundimiento posterior
- y
- para asegurar que la carga muerta no solo es cargada por las vigas, sino por la sección compuesta.

3.- Losas

Al añadir una sobrelosa de concreto armado, se deberá tener en cuenta la acción compuesta entre la losa anterior y la nueva. El nuevo refuerzo debe estar diseñado para tomar los efectos de la carga a través de la acción compuesta. Las fuerzas internas debidas a la contracción deben estar incluidas, referirse a secc. 5.2.

IV.5.3.2 POSTENSADO DE PUENTES EXISTENTES

Presforzar adicionalmente es una de las técnicas más comunmente usadas para incrementar la capacidad de carga de un miembro estructural. Puede ser también usado en casos en donde se requiere una mejoría en el comportamiento elástico (ancho de grieta excesivo o deflexiones) o por razones de durabilidad (para cerrar grietas anchas existentes).

Normalmente se utiliza el presfuerzo exterior. Se debe de proveer de una cuidadosa protección contra la corrosión a los torones.

El cálculo en principio es idéntico, a aquel de una pieza presforzada. Pero debe hacerse notar que el efecto de acortamiento elástico generalmente es menor al del diseño normal debido a la edad del concreto. Aún más, debe también observarse que no es posible cerrar por completo todas las grietas. Todo esto significa en principio, que una corrección completa de un puente con deflexiones excesivas es casi imposible.

Cuando se realizan los cálculos, se deben verificar tanto el Estado Límite de Servicio (ELS) como el Estado Límite Ultimo (ELU). El presfuerzo adicional no deberá ocasionarle nuevos problemas (grietas, etc) a la estructura existente.

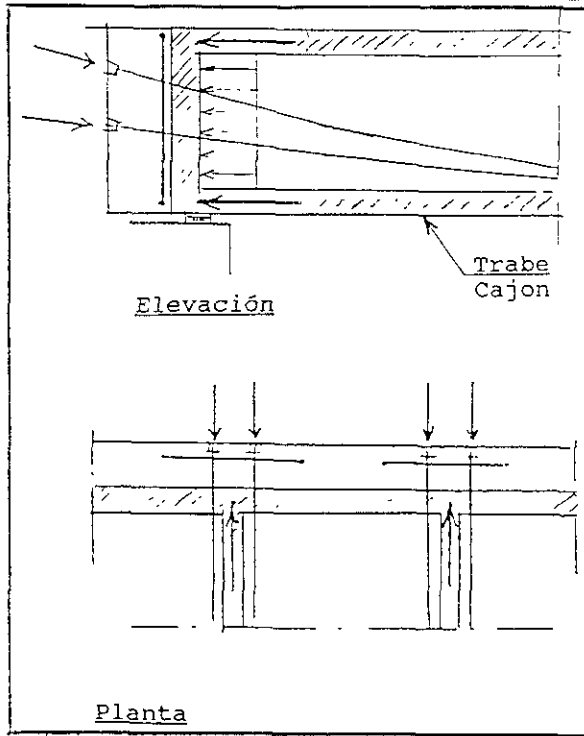


Figura IV.4 Presfuerzo adicional; Bloque de anclaje.

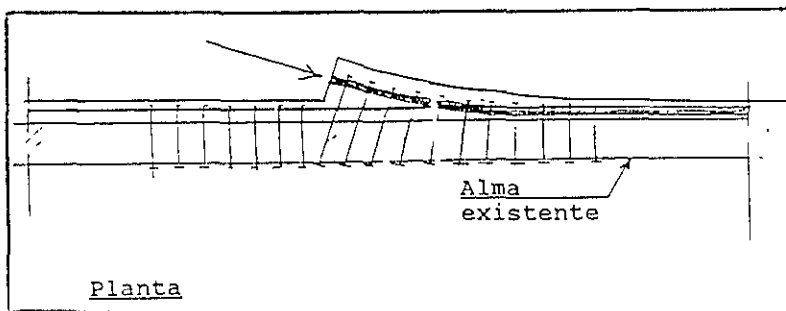


Figura IV.5 Presfuerzo Adicional; anclaje intermedio (sección horizontal).

Se debe prestar especial atención en la forma de aplicar el presfuerzo adicional a la estructura existente, que normalmente no está diseñada para presfuerzo. Deben prevenirse rajaduras, por ejemplo añadiendo presfuerzo transversal para mejorar la transferencia del cortante en las juntas de construcción.

Las rajaduras se pueden evitar colando nuevos bloques de anclaje en los extremos de las vigas, que son capaces de distribuir las fuerzas concentradas. La desventaja de esta solución es que se requiere presfuerzo a lo largo de todo el elemento en cuestión.

Los anclajes locales colocados a lo largo del elemento, producen esfuerzos locales muy grandes, por los cuales deberán de ser diseñados, colocando una gran cantidad de conectores de cortante y agregando refuerzo para prevenir rajaduras frente al anclaje y grietas por tensión atrás del anclaje. Los diafragmas existentes pueden ser usados para anclar los cables.

Los desviadores (silletas) pueden ser diseñados ya sea en acero o en concreto. La conexión a la estructura existente debe ser diseñada cuidadosamente para las fuerzas inducidas. Si se utilizan desviadores de acero, la silletas debe tener una curvatura, de tal manera que no dañe el cable. Los diafragmas existentes pueden ser utilizados como desviadores.

IV.5.3.3 ELEMENTOS ADICIONALES DE ACERO

Otra forma de reforzar elementos de concreto, es proveerla de elementos adicionales de acero. Se pueden utilizar diferentes tipos de elementos de acero:

Para reforzamiento por cortante: tirantes, collares o bandas colocadas alrededor del alma de la trabe.

Para reforzamiento de columnas: anillos de acero colocados alrededor de la columna.

Secciones de perfiles de acero atornilladas al elemento de concreto para reforzamiento tanto por cortante como por flexión.

El uso de estos métodos, requiere de un cuidado muy grande para garantizar una correcta sujeción de las partes adicionales de acero ya sea apretando o presforzando los tornillos. Se recomienda pegar con mortero epóxico adicionalmente al atornillado.

IV.5.3.4 PEGADO DE PLACAS DELGADAS DE ACERO

El método consiste en añadir secciones adicionales de acero pegando placas de acero delgadas en la superficie de concreto para incrementar la resistencia al cortante y/o flexión del elemento.

Este método solo debe ser utilizado cuando se cuenta con personal calificado que domine esta técnica. Aún más, el método requiere un alto nivel de control de calidad.

La resistencia de la unión entre las placas de acero y el concreto es crucial en el resultado de este tipo de reforzamiento. Por lo tanto, no es recomendable pegar placas contra superficies de concreto deterioradas.

Generalmente, el esfuerzo a tensión del concreto existente, limitará la transferencia de carga. Por lo tanto, esto deberá ser tomado en cuenta, antes de llevar a cabo el diseño. En caso contrario, se deben hacer estimaciones hacia el lado de la seguridad.

En la práctica, el limpiado de las superficies en donde se va a realizar el pegado, resulta decisivo en este tipo de trabajos de reforzamiento.

Recomendaciones de Diseño:

Los esfuerzos en los anillos de placa, no deben exceder el 50% del esfuerzo de fluencia.

La capacidad de carga adicional que se le da a la estructura con este tipo de reforzamiento, no debe de exceder del 50% de la capacidad de carga ya existente.

El esfuerzo de adherencia local por usar en el cálculo de transferencia de cortante no debe exceder el esfuerzo mínimo de tensión del concreto.

Siempre se deberán colocar anclas mecánicas en los extremos de las placas de acero utilizadas para refuerzo por flexión (en donde la fuerza cortante principal, es transferida y puede ocurrir deslizamiento).

Se recomienda colocar el mínimo de anclas mecánicas a lo largo de la placa de acero.

Se debe hacer notar, que el comportamiento a largo plazo de este tipo de reforzamiento, en casos en los que predominan cargas dinámicas, no está completamente claro

Más aún, se debe hacer notar que la ductilidad de un elemento reforzado por medio de placas de acero pegadas es muy baja después de alcanzar la carga máxima.

Por estas razones se recomienda que las anclas mecánicas sean capaces de transmitir -por sí mismas- más del 75% de la fuerza cortante.

IV.5.3.5 REPARACIÓN DE GRIETAS

Ejemplos, implicación estructural, grietas no estructurales:

1. Grietas por contracción, pérdida de agua (secado) > 0.3 mm en losas de puente de concreto reforzado.
2. Grietas por contracción, flujo plástico del concreto > 0.3 mm en losas de puente de concreto reforzado.

Ejemplo, implicación estructural, grietas estructurales:

- 1 Grietas estructurales causadas por cargas **excepcionales**, por ejemplo sismo e impacto de vehículos

Los objetivos de la Inyección de Grietas son:

para sellar grietas, para prevenir que penetren líquidos y gases al concreto por un acceso sencillo.

y/o

para proteger el refuerzo contra corrosión

Se pueden usar productos epóxicos para la inyección de grietas secas, mientras que los poliuretanos y acrílicos pueden ser utilizados para la inyección de grietas, en donde se requiere un buen sellado (el poliuretano y los acrílicos no tienen resistencia).

Debe hacerse notar que el efecto de la protección del refuerzo de una varilla con una resina no es predecible. La **resina** puede aislar eléctricamente una porción de varilla en corrosión, mientras que la velocidad de propagación se ve incrementada para el resto de la varilla.

Con respecto a las **grietas estructurales** cabe mencionar que la inyección no reforzará al elemento. Las fisuras aparecerán nuevamente, a menos que las cargas sean reducidas.

La inyección de grietas solo debe de llevarse a cabo por especialistas. La calidad de la inyección generalmente es controlada taladrando corazones en algunas fisuras.

IV.5.3.6 REPRACIÓN DE DAÑOS POR CORROSIÓN

En general, los trabajos de rehabilitación deberán devolver al elemento dañado un nivel aceptable con respecto a su comportamiento estructural y a una mejoría en lo que respecta a la durabilidad.

A continuación se muestra una estrategia de reparación típica:

Remover el concreto desintegrado y contaminado por cloruros.

Limpiar y preparar las superficies de concreto y limpiar el refuerzo existente.

Añadir refuerzo, si la pérdida de sección transversal del mismo es mayor al 10% de acuerdo a los cálculos estructurales.

Colar un encamisado alrededor del elemento desde x m bajo el nivel del terreno natural hasta y m sobre este mismo nivel

Proveer protección superficial por medio de alguna pintura o resina.

En algunas construcciones las columnas están diseñadas para absorber movimientos por temperatura en flexión. En este caso se debe tener cuidado para no incrementar la rigidez de la columnas más de lo que permiten los cálculos estructurales.

Otra estrategia puede ser **protección catódica**. La idea de la protección catódica es establecer una pequeña corriente, suficiente para evitar la corriente de corrosión creada por el proceso de corrosión. Las partes que se encuentran en proceso de corrosión (ánodo) son cambiadas para que no se corroan (cátodo) mediante la aplicación de un ánodo externo a la superficie de concreto. El sistema puede -por ejemplo- consistir de una malla (titanio) fijada en la superficie de concreto y cubierta por mortero. El método requiere información acerca de la cantidad de refuerzo y de concreto existente. Se debe asegurar el contacto eléctrico entre las barras de refuerzo durante la instalación.

Este método requiere una instrumentación, continuo monitoreo y ajuste de la corriente; esto deberá ser llevado a cabo por personal calificado y con experiencia. Si no hay corriente eléctrica directa disponible, se pueden utilizar paneles solares.

IV.5.3.7 APOYOS

Los apoyos deben de ser entregados y colocados de acuerdo a las especificaciones del fabricante. En general los neoprenos reforzados son adecuados. La determinación del tamaño y tipo de apoyo se hace de acuerdo a las especificaciones del fabricante. Las mecedoras de concreto deberán ser reemplazadas por neoprenos reforzados que descansen en bancos de concreto reforzado.

IV.5.3.8 JUNTAS DE CALZADA

Se consideran diferentes estrategias de reparación. La elección del tipo de junta de calzada depende de las condiciones específicas del sitio, del tipo de puente y movimientos, etc.

Para pequeños movimientos se deben considerar las siguientes soluciones:

1. Sellado de las cuarteaduras en la superficie de desgaste.
2. Junta bituminosa.
3. Junta asfáltica, tal como la Thorma Flex, Thorma Joint o similar.

Para movimientos mayores:

4. Tiras de Neopreno en agarres de acero como la tipo Maurer o similar, en donde las partes de acero están ancladas en cajas en el concreto.
5. Juntas de bloques de neopreno, ancladas por medio de anclas adhesivas en el concreto, si no se han establecido cajas.

Juntas con movimientos grandes:

6. Juntas de expansión modular.

Cuando se diseñe la junta, se deben tomar en cuenta las siguientes consideraciones:

Las juntas asfálticas no deben usarse en vueltas, curvas pronunciadas, tráfico muy pesado y en sitios donde hayan congestionamientos viales.

Tanto las juntas asfálticas como las de neopreno, requieren de mantenimiento rutinario. En caso de requerir juntas más robustas, se pueden seleccionar juntas de acero con tiras de neopreno.

La junta de expansión mecánica debe ser instalada en una sola pieza de extremo a extremo, siempre y cuando sea esto posible.

Las juntas de expansión deben ser entregadas y colocadas de acuerdo a las especificaciones del fabricante. Para propósitos comunes, será suficiente con juntas asfálticas o bituminosas. La determinación del tipo y tamaño de junta, se realiza de acuerdo a las especificaciones del fabricante

Las reparaciones de juntas de calzada, deberá llevarse a cabo de acuerdo al manual "Especificaciones Generales para Rehabilitación de Puentes", Reparación y reemplazo de juntas de calzada.

Debe hacerse notar que el reemplazo de juntas de calzada, debe ser coordinado con el posible reemplazo de la carpeta asfáltica.

IV.5.3.9 RECUBRIMIENTOS Y MEMBRANAS

El propósito de aplicar un sistema de recubrimiento es en general para ampliar la vida de servicio, pero varía dependiendo del tipo de daño que se busca prevenir:

Recubrimientos repelentes al agua, pero permeable al vapor de agua y menos permeable al bióxido de carbono.

Recubrimientos repelentes al agua, pero permeables al vapor de agua.

Recubrimientos (y membranas) impermeables.

Recubrimientos resistentes a sulfatos y ácidos.

Ejemplos de productos:

1. Más eficiente contra la penetración de bióxido de carbono, pero permeable al vapor de agua:
 - o Resinas acrílicas
 - o Silicatos
 - o Encalado
2. Si el problema no es la carbonatación y lo que se requiere es una protección repelente al agua que sea permeable al vapor de agua:
 - o Silanes
 - o Siloxanes
 - o Silicones
3. Recubrimientos virtualmente impermeables:
 - o Membranas Bituminosas
 - o Membranas plásticas
 - o Membranas de PVC
 - o Resinas Epóxicas
 - o Pinturas Bituminosas
 - o Poliuretanos
 - o Caucho clorado
 - o Alquitrán epoxy

El sistema de protección deberá cumplir con los principales requerimientos abajo mencionados:

1. Químicamente estable a:
 - o Alcalis
 - o Acidos
 - o Sulfatos
 - o Rayos UV
2. Estable ante constante humedecimiento y secado.
3. Adhesión al concreto no menor a $1-1.5 \text{ N/mm}^2$
4. Cubrimiento de grietas de ancho hasta 0.2-1 mm.
5. Ser elástica y capaz de "resistir" movimientos acumulados de ancho de grieta de hasta 1.5 veces el ancho medido y calculado de grieta.
6. Buena resistencia mecánica (con respecto al desgaste y desgarre).
7. Facilidad para re-proteger.
8. Envejecimiento estéticamente satisfactorio.

Es muy importante entender la difusión de la humedad existente del elemento a ser protegido. Si la humedad esta teniendo acceso constante, la protección deberá de permitir que esta "respire"

El fabricante deberá especificar información relevante referente a los requisitos arriba mencionados, así como datos acerca de.

Resistencia a la difusión del vapor de agua.

Resistencia a la difusión del bióxido de carbono.

Permeabilidad del agua (absorción y presión).

Difusión de cloruros.

Difusión de oxígeno.

Los procedimientos del fabricante referentes al manejo, preparación de superficies, aplicación y mantenimiento, deberán ser respetados.

IV.5.4 EJECUCIÓN

IV.5.4.1 CONCRETO COLADO IN-SITU

Para trabajos de reparación del concreto, se deben cumplir ciertos requerimientos básicos durante la ejecución:

Todo el concreto desintegrado, deteriorado y contaminado deberá ser removido. El concreto existente deteriorado, puede dañar al concreto nuevo.

Las superficies de concreto deben ser limpiadas y preparadas cuidadosamente.

El refuerzo debe de limpiarse. Todas las escamas por corrosión deben de ser totalmente removidas. La limpieza de iones de cloruro del refuerzo corroído es muy difícil por lo que se requerirá de una inspección detallada.

El concreto existente debe estar completamente saturado.

El concreto debe ser colado cuidadosamente para asegurar la compactación.

El concreto nuevo debe de ser curado cuidadosamente.

Los materiales utilizados en las reparaciones deben de ser cuidadosamente seleccionados para evitar futuros daños. Si existe riesgo de ataque de cloruros, se recomienda el cemento tipo I. Mas aún, el recubrimiento deberá ser mayor y la relación a/c reducida. Si existe el riesgo tanto de sulfatos como de cloruros, también se recomienda un cemento tipo I, pero debiendo aplicar una protección resistente a los sulfatos. Si solo existe el riesgo, de ataque por sulfatos, entonces se recomienda un cemento tipo V.

Para mantener una adherencia adecuada y para evitar la formación de esfuerzos y gradientes de humedad a lo largo y ancho de la sección de contacto, las propiedades del concreto nuevo deberán diferir lo menos posible de las del concreto existente

IV.5.4.2 CONCRETO LANZADO

El concreto lanzado es utilizado en áreas en donde los trabajos de reparación son casi imposibles de ejecutar con concreto colado in-situ.

El trabajo de concreto lanzado debe de ser realizado por mano de obra calificada. Se requiere de grandes esfuerzos para evitar las grietas por contracción. Por lo tanto el curado es muy importante en el concreto lanzado.

IV.5.4.3 MORTEROS

Generalmente, los morteros son utilizados para áreas específicas por reparar.

Los sistemas basados en cemento (compuestos de concreto-polímeros) garantizarán un ambiente alcalino. Los morteros en general deberán de cumplir con los siguientes requerimientos:

- Buena adherencia
- Baja contracción
- Alta resistencia mecánica
- Baja permeabilidad

Para mantener una adherencia adecuada y para evitar la formación de esfuerzos y gradientes de humedad a lo largo y ancho de la sección las propiedades del material de reparación deberán de diferir lo menos posible del concreto existente en lo que se refiere a:

- Movimientos por temperatura y humedad
- Módulo de elasticidad dinámico y estático
- Permeabilidad de agua y vapor
- Oxígeno, permeabilidad de bióxido de carbono

La permeabilidad del cloruro deberá de ser pequeña a menos que la contaminación de cloruros sea generalizada. En ese caso, la permeabilidad deberá de ser la misma que la del concreto existente y se deberán tomar otras medidas para prevenir la acumulación de cloruros en donde el agua se evapora (Protección por ejemplo). Se deberán seguir las instrucciones de los fabricantes en lo que corresponde a manejo, preparación de superficies, aplicación y mantenimiento.

CAPITULO V

CATALOGO DE CONCEPTOS

V.1 ESPECIFICACIONES

En general un proyecto tipo de reparación consiste de los siguientes documentos:

 Especificaciones Generales para construcción de Puentes y Caminos.

 Especificaciones Generales para Rehabilitación de Puentes

 Especificaciones Particulares para Rehabilitación de Puentes (adicionales a las Especificaciones Generales para un proyecto en específico).

 Planos tipo y Planos complementarios.

 Cédula de Cantidades.

V.1.1 ESPECIFICACIONES GENERALES PARA REHABILITACIÓN DE PUENTES

Se han preparado Especificaciones Generales para:

 Trabajos de reparación en concreto

 Cambio de apoyos

 Cambio de Juntas de Calzada

Las especificaciones generales describen los procedimientos generales para los tipos de trabajos mencionados

V.1.1.1 TRABAJOS DE REPARACIÓN DEL CONCRETO

A.- RETIRO DEL CONCRETO EXISTENTE

1.- GENERALIDADES

Los trabajos de retiro y demolición de concreto, se deberán llevar de acuerdo a lo especificado en los planos, o a lo acordado con el Ingeniero

Todo el concreto hueco y desintegrado deberá ser removido.

El concreto dañado se caracteriza principalmente por :

 Carbonatación

 Inicio de corrosión en el refuerzo debido a cloruros.

 Ataque de sulfatos.

 Elementos estructurales dañados tales como prelasas, debido a sobrecargas

2.- MATERIALES

El concreto demolido deberá ser removido del sitio. Las guarniciones y elementos similares deberán ser retirados del sitio y colocadas en un tradero o un área acordada con el Ingeniero.

3.- EJECUCIÓN

El retiro de una capa relativamente delgada de concreto en la losa del puente, puede ser llevada a cabo por medio de maquinaria que tenga un cortador (escarificador).

En áreas con torones de presfuerzo o anclas para juntas de calzada, la remoción del concreto deberá ser llevada a cabo con sumo cuidado, por medio del uso de equipo ligero para localizar estos elementos con precisión

En áreas con alto contenido de cloruros en el concreto o con corrosión del refuerzo, la profundidad que se retire del concreto será determinada en base a pruebas de cloruro durante los trabajos de reparación. Estas pruebas serán llevadas a cabo por el Ingeniero con ayuda del Contratista.

El Contratista deberá aceptar un alto temporal a los trabajos de por lo menos 3 días para poder llevar a cabo estas pruebas y dar una evaluación.

Para determinar la extensión de los trabajos de remoción y demolición, el Contratista llevará a cabo una prueba. Antes de realizar esta prueba, se deberá acordar el área en la cual se hará la prueba. Generalmente consistirá de 2-3 columnas, 4-6 m² pared/losa o 4-6 m banquetas.

Cuando la prueba se ha terminado, el Contratista y el Ingeniero deberán examinar conjuntamente los resultados y acordar el procedimiento final y el alcance de los trabajos.

La remoción y demolición deberá ser llevada a cabo cuidadosamente hasta las líneas marcadas y las profundidades con un equipo tal y de manera determinada que las partes restantes de los elementos estructurales no sean dañadas.

La frontera entre las caras que deben ser preparadas y las que no, deberá ser marcada con un corte recto de 15 mm de profundidad antes de empezar los trabajos de remoción.

En áreas de demolición, el refuerzo existente no debe ser cortado o dañado. Si el retiro del concreto deja expuesta más de la mitad de una varilla de refuerzo, será necesario descubrir por completo la varilla con suficiente tolerancia bajo la varilla para asegurar que quede perfectamente ahogada y adherida con el concreto nuevo.

Todo el refuerzo corroído deberá ser expuesto por completo en una longitud mínima de 250 mm más allá de la zona de corrosión.

Si la corrosión ha causado una pérdida mayor al 10 % de la sección transversal del acero, se deberán colocar varillas adicionales para compensar esta pérdida. El tamaño, número y localización de este acero será según lo indique el Ingeniero y como se muestre en los planos.

Si se cuela concreto nuevo contra una superficie poco rugosa de concreto existente, la adhesión deberá ser garantizada escurificando la superficie existente para dejar expuesto el agregado y realizando hoyos de 15 mm de diámetro @ 100 mm a centros en el concreto existente.

Las grietas deberán ser cortadas en forma de "V" hasta una profundidad de 30-50 mm.

Si el Contratista -por error- remueve más concreto del necesario, deberá informarlo al Ingeniero. Todos los costos generados por este motivo serán sufragados por el Contratista.

4.- CONTROL

El área total a reparar, deberá ser dividida en secciones de control. Las secciones de control propuestas por el Contratista deberán ser revisadas y aprobadas por el Ingeniero antes del inicio de los trabajos.

El Ingeniero, deberá ser informado cuando los trabajos de remoción del concreto y demolición se hayan completado en una sección. Se le deberá dar oportunidad al Ingeniero de inspeccionar las superficies preparadas antes de continuar con los trabajos subsecuentes.

La revisión de los trabajos de remoción y demolición debe hacerse por comparación con las pruebas antes indicadas, para determinar las áreas a remover.

Los siguientes requerimientos deben de ser satisfechos:

La superficie debe estar libre de polvo de concreto y escombros.

La superficie debe ser uniforme y regular.

El concreto debe ser duro y sonar macizo.

Todos los resultados de las pruebas deberán ser entregados al Ingeniero, y el Ingeniero tendrá la oportunidad para verificar el área completa, antes de continuar con los siguientes trabajos.

El control y la documentación generada de las pruebas, son responsabilidad del Contratista.

Métodos de Control y Extensión:

MÉTODO	EXTENSIÓN
Inspección Visual	100 %
Trabajos de prueba	como se acordó
Prueba de cloruros	como se acordó

B.- LIMPIEZA

1.- GENERALIDADES

Todas las superficies en donde ha sido removido o demolido el concreto deberán estar completamente limpias hasta llegar a una zona maciza

Antes de iniciar los trabajos de limpieza se deberá seleccionar un área de trabajo de referencia en donde se probarán y acordarán los procedimientos y el grado de limpieza requerido.

La limpieza se puede realizar por cualquiera de los siguientes métodos .

Chorro de arena.

Agua a presión (si es necesario con arena).

Cualquier otro método se deberá acordar con el Ingeniero.

En algunos casos puede llegar a requerirse una limpieza especial con aspiradora (para retirar el polvo).

2.- MATERIALES

Chorro de arena :

Se utilizará arena natural. La arena consistirá de gránulos fuertes no desintegrados libres de partículas de barro.

Agua a presión:

El agua deberá cumplir con las especificaciones de la S.C.T

3.- EJECUCIÓN

Todas las superficies de concreto a las cuales se vayan a adherir materiales nuevos, deben estar perfectamente limpias. Las superficies de concreto en las cuales hayan penetrado substancias bituminosas o aceitosas deberán ser removidas por métodos mecánicos.

Cuando se utilice chorro de arena o agua a presión, se deberá colocar alguna protección para proteger el tráfico.

El aire comprimido usado para el chorro de arena debe estar libre de aceite para evitar la contaminación de las superficies.

La limpieza con agua a presión se deberá llevar a cabo con equipo que tenga presión ajustable de 100 - 1000 bares. Normalmente, se utiliza 750 bares.

Si se utiliza agua a presión junto con arena, se deberá limpiar la superficie posteriormente con una manguera para remover todas las partículas de arena.

La superficie que se ha limpiado debe ser resistente, sólida, libre de polvo de concreto y sin basura. En las zonas en donde se vaya a colar concreto nuevo, se deberá considerar dentro del proceso de limpieza, el dejar una superficie rugosa de al menos 3 mm.

El refuerzo debe estar limpio y seco sin señales de costras sueltas, herrumbre, mortero u otros materiales

En áreas con corrosión causada por cloruros, se deberán seguir los siguientes procedimientos

El refuerzo deberá estar totalmente libre de cloruros. Las áreas que presenten inicio de corrosión se deberán limpiar. Si como resultado de la corrosión se ha perdido más del 10% de área transversal, se deberá agregar refuerzo adicional para compensar la falta de área de acero.

El refuerzo debe estar descubierto por al menos 24 horas. Durante este periodo la humedad relativa alrededor del acero no deberá ser menor a 85%.

Si después de 24 horas el acero presenta áreas con corrosión, el proceso de limpieza del acero se deberá repetir. Alternativamente, se puede reemplazar el refuerzo.

Se hará una limpieza final momentos antes de la colocación del nuevo material para asegurarse que no exista contaminación de ningún tipo que pueda interferir con una buena adherencia.

4.- CONTROL

El área total por reparar, se deberá dividir en secciones de control adecuadas. La proposición de las secciones de control del Contratista, deberá ser revisada y aprobada por el Ingeniero antes del inicio de los trabajos.

El área de concreto que se limpió y preparó deberá ser comparada con el área de referencia (prueba), para comprobar si el trabajo de limpieza es aceptable.

El esfuerzo de tensión del concreto existente se deberá verificar con un aparato de tracción que mida tensiones (Prueba de adherencia).

El valor medido de la prueba de tensión deberá exceder en 15 kgf/cm² para todas las pruebas.

El tipo de instrumento de tracción para medir la tensión y el procedimiento para realizar la prueba, deberán ser aprobados por el Ingeniero

Se realizará una prueba de manchado de la superficie recién limpiada por medio de un paño negro. Las pruebas deberán realizarse en aproximadamente 50% de todas las áreas pasando el paño - con una presión regular - sobre la superficie. Solo es aceptable un pequeño coloramiento del paño.

Todos los resultados de las pruebas deberán ser entregados al Ingeniero, y el Ingeniero tendrá la oportunidad para verificar el área completa, antes de continuar con los siguientes trabajos.

El control y la documentación generada de las pruebas, son responsabilidad del Contratista.

Métodos de control y extensión :

<u>MÉTODO</u>	<u>EXTENSIÓN</u>
Inspección visual	100 %
Prueba de Adherencia	2 por sección de control
Prueba de Manchado	50 %

C.- TRABAJOS EN CONCRETO

1.- GENERALIDADES

Las Especificaciones en esta sección deberán ser consideradas como un complemento a las Normas para Construcción e Instalaciones, Libro 3, Secretaría de Comunicaciones y Transportes, 1984, y Normas de Calidad de los Materiales, Libro 4, Secretaria de Comunicación y Transportes, 1986. Ya que estas "Normas" se encuentran en revisión, solo se hará referencia a las Normas AASHTO.

En caso de haber discrepancia entre las Normas arriba mencionadas y las Especificaciones Generales para Rehabilitación de Puentes regirán estas últimas en todos los trabajos de Rehabilitación.

Los requerimientos para el concreto y los materiales que lo constituyen (agregados, cemento, etc.) se describen en estas especificaciones y en la Nota General.

En la Nota General, se especifican dos tipos de concretos a usar en los trabajos de reparación

El concreto tipo I deberá usarse en miembros estructurales expuestos a cloruros.

Las Especificaciones son válidas también para concreto premezclado y concreto mezclado en obra.

Todos los % especificados son porcentajes de masa (peso %), a menos que se especifique lo contrario.

El Contratista deberá llevar a cabo pruebas de colado en uno o dos de los miembros estructurales por reparar. El procedimiento para la preparación de la cimbra y el refuerzo, colado, vibrado, acabado y curado del concreto será determinado y acordado con base en la prueba de colado.

2.- MATERIALES

- **Entrega, almacenamiento y manejo**

Todos los materiales deberán ser entregados en el sitio de los trabajos sin presentar daños y ser manejados cuidadosamente para prevenir contaminación, segregación o daño.

Los agregados deberán ser almacenados en montones de manera que se evite la segregación, contaminación con otros materiales o con otros tamaños de agregados

- **Cemento**

Se deberá usar cemento tipo I ó II que cumpla con las especificaciones AASHTO M 85, para todos los concretos.

No se debe usar cemento recién producido (caliente).

- **Agregado Fino**

Tamaño máximo nominal de partícula = 4 mm

Se deberá usar agregado fino que cumpla con AASHTO M 6. Las substancias deletéreas deberán ser menores que los requerimientos para clase A (referirse a AASHTO M 6 cláusula 7).

El agregado fino deberá tener un tamaño y forma adecuado para su distribución en el concreto. Si es necesario, el agregado fino consistirá de agregados procedentes de diferentes bancos de materiales.

La concentración máxima de cloruros y sulfatos expresada como un porcentaje del peso de la arena seca es 0.10 % (como ácido soluble Cl) y 0.40 % (como ácido soluble SO₃) respectivamente. Estos límites podrán ser excedidos siempre y cuando el contenido en la mezcla total de cloruros y sulfatos no exceda los límites dados en la Nota General.

La absorción no deber exceder 2.5 %

La reacción a impurezas orgánicas deberá ser de color más claro que el color estándar, de acuerdo a AASHTO T 21.

El contenido de materiales con tamaño de partícula menor a 0.075 mm no deberá exceder los valores indicados en la Nota General.

- **Agregado grueso**

Tamaño mínimo nominal de partícula = 4 mm.

Se deberá usar agregado grueso clase A de acuerdo a AASHTO M 80.

El agregado grueso deberá estar uniformemente graduado, y si es necesario, puede consistir de agregados de diferentes bancos de materiales.

El contenido de partículas con forma cúbica, no deberá ser menor de lo establecido en la Nota General.

La concentración máxima permitida de cloruros y sulfatos expresada como un porcentaje del peso de los agregados secos es 0.05 % (como ácido soluble Cl) y 0.40 % (como ácido soluble SO₃) respectivamente. Estos límites pueden ser excedidos siempre y cuando el contenido total de cloruros y sulfatos en la mezcla, no excedan de los límites dados en la Nota General.

La absorción no deberá exceder de 1.5 %.

Si el porcentaje de material que pasa la malla de 0.075 mm es mayor del 1 %, el Contratista deberá lavar el agregado grueso y volver a probarlo para su aprobación.

En estructuras muy armadas que presentan dificultad para el colado, se puede usar un tamaño de agregado menor. Esto deberá ser aprobado por el Ingeniero.

- **Agua**

Toda el agua utilizada para lavar los agregados, para la mezcla, para la saturación y para el curado, deberá cumplir con los siguientes requerimientos :

Cloruro como Cl^-	1000 mg/l
Sulfato como SO_4^{--}	800 mg/l
pH	5-9

Las pruebas al agua deberán llevarse a cabo según lo especificado en AASHTO T 26.

- **Aditivos**

Se deben usar plastificadores para cualquier concreto de acuerdo con AASHTO M 194

No se permite el uso de aditivos retardantes.

El propósito de los plastificadores, es el incrementar la trabajabilidad del concreto y al mismo tiempo reducir el contenido de agua.

El concreto reforzado no debe de recibir más de 0.02% de cloruros a través de los aditivos, medidos en relación al peso del contenido total del cemento.

Se deberá extender un certificado cuando se requiera el uso de aditivos. Dicho certificado deberá incluir la siguiente información:

Tipo/Naturaleza del aditivo .

Efecto principal
 Nombre del producto
 Proveedor/Fabricante

General :

Componentes activos
 Densidad, kg/l
 Contenido de sólidos secos, %
 Equivalente Na_2O , %
 Contenido de iones de Cloruro, %
 Valor del pH
 Color

Fecha más reciente de prueba y nombre y dirección del laboratorio de prueba.

El empaque deberá estar marcado con el nombre del proveedor, marca (nombre del producto) y tipo de aditivo.

Efectos secundarios :

Efectos secundarios normales

Efectos secundarios cuando hay sobredosis

Almacenaje :

Vida útil

Temperatura Max/mín. permitida

Otras instrucciones (e.g. requerimientos para agitado)

Dosificación :

La dosificación Max/mín. deberá especificarse como un porcentaje (%) del peso de la cantidad total de cemento.

Todos los aditivos usados, deberán ser aprobados por el Ingeniero, al momento de dar el visto bueno al diseño de la mezcla.

- **Acero de refuerzo**

Las varillas de acero deberán ser entregadas de acuerdo a lo especificado en AASHTO M 31, grado 400 (Esfuerzo de fluencia mínimo de 400 MPa).

La calidad requerida del acero de refuerzo está especificada en la Nota General

- **Requerimientos de resistencia**

La resistencia del concreto deberá estar de acuerdo a los tipos de concretos mencionados en la Nota General.

Por cada sección colada, el Contratista deberá llevar a cabo por lo menos 3 pruebas y en promedio al menos 2 pruebas por cada 50 m³ de concreto. Una prueba consiste de 6 cilindros.

Si el Contratista desea retirar la cimbra antes de lo establecido en las Especificaciones AASHTO para Puentes Carreteros, División II, Sección 3.2.4.2, se deberán preparar especímenes adicionales de acuerdo a las indicaciones del Ingeniero. Estos especímenes deberán permanecer sobre (o cerca) la estructura en cuestión y curados bajo las mismas condiciones. Estos especímenes deberán ser probados un día antes de retirar la cimbra. Basado en los resultados, el Ingeniero decidirá cuando será posible retirar la cimbra.

3.- EJECUCIÓN

- **Obra falsa**

Los planos detallados y los cálculos estructurales para la cimbra y todas las estructuras que carguen, deberán ser presentados al Ingeniero para su aprobación antes del inicio de los trabajos.

- **Cimbra**

Todos los tirantes de la cimbra deberán removerse hasta una profundidad de al menos 30 mm.

Todas las partes del molde en contacto con el concreto, deberán ser saturadas continuamente por un periodo no menor a 3 días antes del colado y durante todo el tiempo que permanezca la cimbra hasta su retiro.

Antes de iniciar el colado, el Ingeniero deberá inspeccionar la cimbra y la obra falsa y no deberá colocarse concreto hasta que el Ingeniero haya aprobado estos trabajos. Sin embargo, esta aprobación no reduce en ninguna manera la responsabilidad del Contratista en la seguridad y el buen término que deberá dar a estos trabajos.

- **Manejo y Colocación del Concreto**

Previo a cualquier colado masivo, el Contratista deberá preparar y entregar un "Programa de Colado" detallando el personal, obreros, consumo de materiales, herramienta y equipo, reservas de lo anterior, métodos de manejo y colocación del concreto, métodos de control, etc., para su aprobación.

El programa de colado debe ser aprobado por el Ingeniero.

El equipo y herramientas necesarias para el manejo de los materiales y ejecución de los trabajos, deberá ser llevado al sitio antes del inicio de los trabajos a satisfacción del Ingeniero, en lo que respecta a diseño, capacidad y condiciones mecánicas.

Antes de iniciar cualquier colado, deberá estar lista la cimbra y colocado el acero de refuerzo. La cimbra deberá estar apretada, saturada con agua limpia y potable y libre de todo tipo de basura, azolve, etc.

Todas las juntas de construcción con concreto existente, deberán limpiarse cuidadosamente con chorro de arena de acuerdo al sub capítulo V.1.1.3, siguiente.

Cuando se cuele contra concreto existente, este deberá ser continuamente saturado por lo menos durante 3 días. La calidad del agua deberá cumplir con lo ya establecido.

El concreto deberá colocarse en capas horizontales con un espesor máximo de 400 mm. Cada capa deberá ser vibrada junto con la capa anterior, antes de colocar la siguiente capa.

El vibrado deberá realizarse de manera efectiva y uniforme para garantizar que el concreto es compacto y homogéneo. La distancia entre posiciones de vibrado depende del tipo y diseño de la estructura que este siendo colada, pero no debiendo ser nunca mayor a 350 mm.

El tiempo entre el mezclado en la planta y la colocación del mismo en la cimbra, deberá ser lo suficientemente corto para garantizar que el concreto pueda ser correctamente colocado y consolidado sobre la cimbra antes de que inicie su fraguado.

Se permitirá agregar más aditivo plastificador en la obra si :

Es agregado al concreto en una mezcladora de tambor giratoria.

Ha sido documentado satisfactoriamente el efecto del aditivo plastificador entre el momento que se agregó y el tiempo de mezclado.

Si es aprobado por el Ingeniero.

- **Colado en clima caliente**

Cuando se cuela en clima caliente, es muy importante reducir la evaporación de la superficie del concreto tanto como se pueda. Se deberán tomar todas las medidas necesarias para garantizar esto.

No se deberá colar concreto cuando se estima que la temperatura ambiente del aire exceda los 35° C durante el colado y las operaciones finales.

No se deberán colar losas y cualquier otro tipo de construcciones expuestas cuando se presente una combinación de la temperatura del aire, humedad relativa, temperatura del concreto y velocidad del viento, que conduzca a una evaporación mayor a 0.50 kg/m²/hr en toda el área de colado.

Si se espera que las condiciones naturales conduzcan a una velocidad elevada de evaporación, el Contratista deberá tomar medidas que tiendan a reducir la evaporación esperada en toda el área de colocación a menos de 0.50 kg/m²/hr.

Tales acciones deberán incluir una o más de las siguientes:

- a.- Construcción de rompevientos o cerrar el área para reducir efectivamente la velocidad del viento en el área de colocación.
- b.- Instalación de rociadores estacionarios para incrementar la humedad relativa en el área de colocación.

La temperatura de la mezcla del concreto antes del colado, nunca deberá exceder los 25° C. El Contratista es responsable de suministrar todo el equipo y medios necesarios para cumplir con esta especificación.

Algunas acciones pueden incluir (aunque no estén limitadas)

- a.- Dar sombra o encerrar y enfriar el agregado y otros componentes.
- b.- Dar sombra o enfriar el equipo durante su producción y colocación (revolvedoras, bombas, etc).
- c.- Enfriado de los agregados rociándolos con agua.
- d.- Enfriar el agua de la mezcla por medio de refrigeración o tanques enterrados o usando hielos en el agua de la mezcla. El hielo deberá estar completamente derretido al final del mezclado.

Toda el agua usada para enfriar los agregados, para los rociadores de humedad y el hielo para el agua de mezclado deberán cumplir con lo especificado.

Cuando la temperatura ambiente exceda los 30° C, la cimbra, el acero de refuerzo , y cualquier otra superficie de contacto deberá ser enfriada abajo de los 30° C hasta que se coloque el concreto.

Puede llegar a ser necesario colar de noche para cumplir con los requerimientos de temperatura.

Cuando se cuela de noche se requiere de un equipo adecuado de iluminación - incluyendo planta de emergencia y equipo de respaldo que deberá ser revisado y aprobado por el Ingeniero antes de iniciar el colado.

- **Acabado**

Para superficies inclinadas, el lado de arriba de los moldes deberá construirse en tableros móviles de una longitud apropiada para garantizar un colado satisfactorio contra la cimbra inclinada y hacer posible que la superficie se proteja en secciones apropiadas.

- **Curado y protección**

El colado y curado del concreto deberá ser planeado y ejecutado de manera que el concreto quede protegido durante el endurecimiento contra influencias nocivas del medio ambiente como pueden ser evaporación acelerada del agua.

El Contratista deberá llevar a cabo las siguientes operaciones de curado :

Superficies libres horizontales :

Miembros estructurales como son :

Parte superior de prelosas y losas de puente.

La operación de curado debe llevarse a cabo en 2 pasos.

El primer paso es una membrana de un compuesto de curado, que deberá ser aplicada a toda la superficie de concreto dentro de los 30 minutos después de haber realizado las operaciones de acabado de superficie y antes de que empiece a aparecer cualquier grieta por contracción plástica.

El segundo paso, es uno de los siguientes métodos :

- 1.- Curado con agua con una capa de al menos 25 mm sobre toda la superficie.

Para el curado con agua, esta deberá tener aproximadamente la misma temperatura que la superficie del concreto.

- 2.- Colocar una cubierta de plástico reforzado con una capa de al menos 50 mm de arena, la cual deberá estar continuamente saturada.

Esta protección deberá colocarse tan pronto como la superficie pueda soportar la cubierta de plástico sin marcar la superficie.

Superficies Verticales :

Miembros estructurales tales como :

- Columnas y cabezales
- Aleros y muros de retención.
- Vigas.

La operación de curado deberá llevarse a cabo en las siguientes etapas

- 1.- La cimbra deberá estar continuamente saturada hasta que sea removida
- 2.- Cuando se remueva la cimbra, se deberá aplicar inmediatamente una membrana de curado apenas quede expuesta la superficie del concreto.
- 3.- Todas las superficies libres deberán estar cubiertas con un plástico reforzado y costaleras mojadas u otro material equivalente que sea aprobado por el Ingeniero.

Toda el agua usada para el curado, deberá cumplir con los requerimientos establecidos.

La membrana deberá restringir la pérdida de agua a no más de 0.55 kg/m² en toda la superficie en 72 hr

La membrana de curado deberá tener un aditivo de color para control visual de la aplicación.

Las especificaciones para la membrana de curado deberán ser aprobadas por el Ingeniero.

El Contratista deberá demostrar, a satisfacción del Ingeniero, que la membrana de curado, no causará ningún daño al concreto, descolorimiento del concreto (en superficies visibles), o reducirá la unión de las membranas a prueba de agua o las protecciones que se apliquen posteriormente a la nueva superficie del concreto.

No se permite usar una membrana de curado fabricada a base de ceras en una superficie que posteriormente vaya a ser protegida contra agua por medio de productos bituminosos o alguna otra protección, aún cuando se piense aplicar chorro de arena a esta superficie.

Solo se permite usar una membrana de curado en juntas de construcción siempre y cuando el concreto y el acero sean limpiados por chorro de arena - a satisfacción del Ingeniero- previo a la continuación de los trabajos de colado.

Las superficies deberán ser rociadas en dos o más aplicaciones. La medida de la aplicación no deberá ser menor a 1 litro cada 7 m²

- **Acero de refuerzo**

Descripción:

El refuerzo mostrado en los planos solo debe considerarse ilustrativo en cuanto a la forma y posición y no deberá ser usado por el Contratista para justificar ninguna desviación de los requerimientos ya estipulados (recubrimiento, forma y similares) Cuando se preparen los planos de acero de refuerzo, el objetivo principal es dar una representación clara y continua de las varillas individuales de un extremo al otro. Consecuentemente el acero de refuerzo paralelo en el mismo plano, por ejemplo, puede mostrarse en el plano horizontal para propósitos de claridad.

Antes del inicio del habilitado del refuerzo, el Ingeniero preparará y proporcionará un programa de habilitado del refuerzo al Contratista.

El programa de habilitado deberá indicar el tipo de varilla, el diámetro, la cantidad, la forma y las dimensiones así como la longitud total y el peso para cada tipo de varilla.

Protección y Almacenaje

Todo el acero de refuerzo incluyendo las varillas cortadas y dobladas, deberán ser transportadas y almacenadas en un lugar seguro y eficiente de manera que se evite la exposición al agua salada o tierra. Si se contamina con cloruros o algún otro agente, deberá ser limpiado usando agua que cumpla las especificaciones indicadas en la sección 3.2.5 o por cepillado o chorro de arena según lo solicite el Ingeniero.

Doblado y Habilitado

Los requerimientos de doblado están especificados en la Nota General.

Colocación, Soporte y Amarre

Si el refuerzo existente es defectuoso, el Contratista deberá agregar nuevo refuerzo según se acuerde con el Ingeniero.

El refuerzo existente no deberá ser cortado ni se le realizará acción alguna que tienda a dañarlo.

Las anclas al concreto existente se realizarán como se muestra en los planos.

Se podrán utilizar cualquiera de los dos siguientes tipos de anclas:

1 - Anclas adhesivas

El pegamento se encuentra en una cápsula de vidrio que se romperá cuando el ancla sea introducida en el agujero.

2.- Anclas fijadas con mortero

El pegamento es un polímero modificado de mortero de cemento que se coloca en los agujeros.

Este tipo de anclas solo se deben usar en los lados superiores de superficies horizontales.

Los diámetros de las perforaciones deberán corresponder a las dimensiones de las varillas y a las instrucciones del proveedor. El diámetro de las perforaciones para anclas fijadas con mortero será 4 mm mayor que el de las varillas.

Los agujeros deben ser taladrados perpendiculares a la nueva superficie y limpiados cuidadosamente de polvo y basura antes de insertar las anclas.

Cuando se usen anclas fijadas con mortero, las perforaciones deberán estar saturadas durante un periodo no menor a 2 días antes de insertar y colocarles el mortero a las anclas.

La longitud de las anclas no podrá ser determinada hasta que los trabajos de remoción del concreto existente estén terminados.

Las anclas adhesivas deberán instalarse de acuerdo a las especificaciones del proveedor y a las indicaciones del Ingeniero.

Las perforaciones de las anclas fijadas con mortero deberán estar totalmente llenas desde el fondo usando unos tubos antes de que las anclas sean insertadas. Las anclas (barras) deberán estar totalmente rodeadas de mortero en toda la profundidad del agujero.

Una vez endurecido el mortero, el Contratista deberá llevar a cabo pruebas de resistencia a la tensión en aproximadamente el 5 % de las anclas o un mínimo de 5 piezas por lote.

Los requerimientos para la resistencia a la tensión están anotados en las Especificaciones Particulares. Si el resultado de las pruebas no es aceptable, se deberán llevar a cabo más pruebas de acuerdo con las indicaciones del Ingeniero.

Las calzas o separadores de acero no serán permitidos. Todas las calzas deberán estar hechas de mortero de cemento (agua/cemento relación máxima 0.40) o perfiles de plástico suficientemente rígidos (en forma de rueda para muros). Deberán ser de una forma y con una resistencia que no se doblarán, deformarán o moverán cuando el concreto sea colocado además de que no deberán generar sustancias dañinas.

No debe haber contacto de metales entre el acero de refuerzo y acero que se encuentre ahogado en el concreto (por ejemplo, tornillos anclas) que tengan contacto con el aire.

Todo el refuerzo deberá tener el recubrimiento especificado en la Nota General.

El colado no debe comenzar antes de que el habilitado del refuerzo se haya terminado por completo y haya sido aprobado por escrito por el Ingeniero. La solicitud de inspección deberá presentarse por escrito con no menos de 24 horas antes de la hora planeada para el colado o según se haya acordado con el Ingeniero.

Empalmado

Todas las longitudes de desarrollo deberán ser como se muestra en los planos.

No se permite el soldado de varillas coladas en frío. Siempre que se trate de barras de acero y otras barras conforme a ASTM A706 (barras corrugadas de acero de baja aleación para refuerzo de concreto), a ser empalmadas por soldado, se deberá entregar al Ingeniero una copia certificada del reporte de la acerera mostrando los análisis físicos y químicos. Solo se permite soldar aleación de acero, cuando el Ingeniero lo ha autorizado por escrito.

Las juntas de construcción podrán complementarse con anclas como se indica en la sección 3.3.9.4. a solicitud del Ingeniero.

4.- CONTROL

Todas las pruebas, control de materiales y ejecución deberán llevarse a cabo de acuerdo con las especificaciones correspondientes.

La siguiente lista indica el rango normal de pruebas que deberán llevarse a cabo. Es posible que se requieran otras pruebas de acuerdo a las Especificaciones Particulares para Rehabilitación de Puentes y según lo solicite el Ingeniero.

Lista de Pruebas:

- Pruebas del cemento.
- Graduación y calidad del agregado grueso y fino.
- Calidad del agua.
- Pruebas al refuerzo.

Pruebas a las anclas.
Programa de colado.
Condiciones de evaporación antes del colado.
Control de temperatura.
Mezcla de prueba.
Prueba de revenimiento.
Prueba de compresión (resistencia a los 7 y 28 días).

D.- CONCRETO LANZADO

El concreto y los procedimientos usados para el concreto lanzado deberán en general cumplir con los requisitos indicados en la sección C.

Debido al método de aplicación del concreto lanzado, se deben cumplir algunos requerimientos adicionales como se describe en las siguientes secciones

1.- GENERALIDADES

La reparación con concreto lanzado se puede llevar a cabo en los siguientes elementos estructurales:

Columnas
Estribos
Aleros
Muros de contención
Cabezales
Vigas
Parte inferior de losas.

El alcance de los trabajos de reparación por llevar a cabo en un solo miembro estructural, aparece en los planos y las especificaciones. El alcance final será decidido después de la prueba de remoción/demolición referida en la sección 1.

2.- MATERIALES

- **Entrega, almacenaje y manejo**

Todos los materiales deberán ser entregados en el sitio de los trabajos sin presentar daños y ser manejados cuidadosamente para prevenir contaminación, segregación o daño.

Los agregados deberán ser almacenados en montones de manera que se evite la segregación, contaminación con otros materiales o con otros tamaños de agregados.

- **Agregados, fino y grueso**

La selección del tamaño máximo del agregado, deberá estar basada en el espesor total de la capa de concreto lanzado y deberá ser aprobado por el Ingeniero.

El agregado combinado deberá cumplir con alguna de las graduaciones siguientes:

Porcentaje por peso que pasa la malla del tamiz

Malla	No. 1	No. 2	No. 3
19.0 mm			100
12.5 mm		100	80 - 95
9.5 mm	100	90 - 100	70 - 90
4.75 mm	95 - 100	70 - 85	50 - 70
2.36 mm	80 - 100	50 - 70	35 - 55
1.18 mm	50 - 85	35 - 55	20 - 40
0.60 mm	25 - 60	20 - 35	10 - 30
0.30 mm	10 - 30	8 - 20	5 - 17
0.15 mm	2 - 10	2 - 10	2 - 10

El contenido de agregado grueso en el concreto lanzado debe ser tan alto como sea posible.

- **Agua**

Toda el agua utilizada deberá cumplir con lo especificado en la sección A.

- **Fibras de acero**

Se podrán utilizar fibras de acero de entre 12 y 40 mm de largo hasta en un 2 por ciento del volumen del concreto lanzado, siempre y cuando se cuente con la aprobación especial del Ingeniero.

- **Refuerzo**

Se deberá utilizar malla electrosoldada de aprox. 5 x 50 x 50 mm cuando el espesor de la capa de concreto lanzado sea mayor a 40 mm.

- **Mezcla**

El Contratista deberá proponer una mezcla de prueba para el concreto lanzado. La proporción de cemento/agregado, deberá ser aproximadamente 1:3. No hay requerimientos para la relación agua/cemento. En la Nota General aparecen otros requerimientos.

La mezcla del concreto lanzado deberá satisfacer los siguientes requerimientos generales :

La unión con el concreto existente debe ser satisfactoria.

El acabado del concreto lanzado debe ser denso y sano.

La contracción deberá ser mínima y solo se admitirán unas cuantas fisuras muy pequeñas.

El diseño de la mezcla deberá ser aprobado por el Ingeniero.

3.- EJECUCIÓN

- **Manejo y colocación del concreto lanzado**

Antes de iniciar el lanzado del concreto, se elegirá un área de referencia por el Ingeniero sobre la cual se probarán los procedimientos y se llegará a un acuerdo sobre los mismos.

El área de referencia deberá ser generalmente de aprox. 2 m²; ello dependerá del área total por cubrir con el concreto lanzado.

Cuando se coloque el concreto lanzado en superficies verticales, el trabajo deberá de iniciarse desde la parte más baja del área por cubrir.

Cuando se aplique el concreto lanzado en más de una capa, la capa previa deberá de alcanzar la resistencia suficiente antes de continuar con la siguiente capa de concreto.

Generalmente no se deben de realizar juntas de construcción en el concreto lanzado. Si el tamaño de la reparación o alguna otra condición hace necesario, la construcción de una junta, la posición y los detalles constructivos de la misma deberán ser aprobados por el Ingeniero.

En áreas en donde el refuerzo se encuentre poco espaciado, se podrá agregar más agua al concreto lanzado en caso de ser necesario y siempre y cuando se acuerde con el Ingeniero.

En esquinas y áreas similares en donde el material de rebote no pueda escapar o que se lo lleve el aire, deberán ser llenadas con concreto lanzado primero.

El material de rebote no debe ser utilizado nuevamente; deberá quitarse de inmediato y tirarse como desperdicio.

No se debe colocar el concreto lanzado sin la adecuada protección en climas con vientos fuertes y/o sol directo.

La superficie final del concreto lanzado debe quedar plana. Se deberá dar una aprobación especial por parte del Ingeniero al acabado de la superficie.

- **Curado**

El concreto lanzado debe ser cubierto tan pronto como sea posible sin dañar la superficie. La cubierta debe estar ajustada y en todas las esquinas deberá envolver a la superficie de concreto circundante. La cubierta de concreto deberá permanecer en su sitio por lo menos 10 días y deberá ajustarse en caso de separarse o romperse.

4.- CONTROL

El área total de reparación deberá dividirse en secciones de control de tamaño adecuado. La propuesta de secciones de control del Contratista deberá ser entregada al Ingeniero para su revisión y aprobación antes del inicio de los trabajos.

Los trabajos en donde se coloque el concreto lanzado deberán ser comparados con el área de referencia, para determinar si el trabajo del concreto lanzado es aceptable y tiene la misma calidad que la mencionada área de referencia.

La resistencia a tensión del concreto lanzado deberá revisarse utilizando un instrumento para dicha prueba (Prueba de adherencia) El tipo de instrumento de tracción y el procedimiento deberán ser aprobados por el Ingeniero.

En general, la resistencia a la tensión medida en juntas de construcción no deberá tener menos de 15 kgf/cm² en promedio. Si el valor de una sola prueba es menor a 12 kgf/cm², se deberá rechazar dicho trabajo de concreto lanzado y deberá ser reemplazado.

De los corazones obtenidos, se deberá apreciar que el concreto lanzado es denso y macizo en todo su espesor y que muestra una buena adherencia con el concreto existente. No debe haber indicios de la existencia de huecos, cavidades, segregación, grietas o cualquier otra irregularidad que son defectos comunes en este tipo de trabajos.

Para control visual y pruebas de adherencia, el Contratista deberá extraer corazones del concreto lanzado. Estos corazones deberán tener al menos 75 mm de diámetro y penetrar aproximadamente 25 mm en el concreto viejo (existente).

Todos los resultados deben ser entregados al Ingeniero el cual deberá tener la oportunidad de revisar el área completa antes de continuar con los demás trabajos.

La ejecución, el control y los archivos de todas las pruebas, son responsabilidad del Contratista.

Método de control y alcances:

<u>Método</u>	<u>Alcance</u>
Área de Referencia	Según se acordó
Pruebas de adherencia	2 por sección de control
Extracción de corazones	1 por sección de control

E.- REPARACIÓN CON MORTERO

1.- GENERALIDADES

La reparación de áreas con daños locales pequeños puede llevarse a cabo con mortero. El mortero debe ser suficiente de manera que llene todas las cavidades en la superficie después de haber removido el concreto dañado. El espesor de la capa de mortero generalmente será en un rango de 20-70 mm.

Los siguientes tipos de mortero pueden ser utilizados:

- Mortero de cemento (Polímero modificado).
- Mortero epóxico (solo en áreas pequeñas o delgadas)

En casos especiales se puede utilizar un mortero expansivo de acuerdo a los planos y a las especificaciones y con la aprobación del Ingeniero.

2.- MATERIALES

Todos los materiales utilizados deberán ser compatibles y capaces de trabajar "juntos" con el concreto. Dichos materiales deberán ser entregados por el mismo proveedor, generalmente como un servicio conjunto de "la reparación".

Los siguientes requerimientos deben satisfacerse para los dos tipos de mortero:

- **Mortero de cemento (Polímero modificado)**

La consistencia del mortero debe ser adecuada para reparación de superficies verticales y la parte inferior de superficies horizontales (por ejemplo el intradós).

Tiempo de colocación	Min. 1 hora a 30° C
Resistencia a la compresión	>350 kgf/cm ² *)
Resistencia a la flexión	> 60 kgf/cm ² *)
Resistencia de adherencia	> 20 kgf/cm ² *)
Módulo de elasticidad	< 3.5 x 10 ⁵ kgf/cm ² *)
Curva de graduación	Se propondrá
Arena	Se propondrá
Agregado	Se propondrá
Contracción	< 0.1 %

*) medido a una edad de 28 días, M₂₀.

- **Mortero epóxico**

La base del mortero deberá ser de arena seca de cuarzo con una curva de graduación adecuada y una masa epóxica libre de solventes.

La mezcla de mortero deberá contener un mínimo de 22% por peso de masa epóxica.

La masa epóxica deberá cumplir con la norma AASHTO M 235, tipo III.

3.- EJECUCIÓN

La preparación del concreto existente deberá llevarse a cabo de acuerdo a lo especificado en las secciones A y B

La ejecución de todos los trabajos de reparación deberá de llevarse a cabo de acuerdo con las instrucciones del proveedor y a según lo haya aprobado el Ingeniero.

Antes del inicio de los trabajos de reparación se deberá seleccionar un área de referencia en la cual puedan ser probados los procedimientos y aceptados por ambas partes.

El tamaño y localización del área de referencia, será aprobada por el Ingeniero.

El tamaño máximo de partícula deberá ser seleccionado de acuerdo al espesor de la capa.

Cuando se utilice mortero de cemento (polímero modificado) el concreto existente deberá ser saturado de agua por completo antes de que el mortero sea aplicado.

El mortero de cemento (Polímero modificado) deberá ser mezclado en una mezcladora de paletas.

Se prepara una hornada de mortero premezclado en una cantidad que no exceda a la cantidad que puede utilizarse antes de que empiece a fraguar. El mortero que no sea utilizado antes de que empiece a fraguar, no deberá ser remezclado y deberá ser desechado y tirado a la basura.

El mortero deberá estar bien compactado. El relleno del área de reparación, debe hacerse en una sola operación o en capas de 30 mm dejando rugosas las superficies entre cada capa.

En superficies verticales es posible que sea necesario utilizar cimbra.

El mortero deberá tener un buen enrase con las superficies de concreto adyacentes y deberá tener un acabado suave sin formación de pequeñas partículas (gránulos de mortero) en la superficie del concreto existente.

Todas las áreas reparadas con mortero de cemento (polímeros modificados) deberán ser protegidas contra el secado inmediatamente después de que el trabajo haya sido terminado. La protección deberá proveerse por medio de plásticos pegados a lo largo de todas las orillas. Las grietas debidas a contracción, en general, no serán aceptadas.

No se deberán utilizar aditivos para el curado en las superficies del concreto, que posteriormente deberán ser protegidas.

Todo el mortero deberá ser colocado cuidadosamente en el área de reparación y deberá estar compactado para formar una extensión densa y maciza de la estructura existente. No deberá haber poros, apanamientos u oquedades y falta de una buena adherencia con el concreto existente.

Las superficies terminadas deberán tener un color y una textura que se desvíen lo menos posible del existente en los alrededores.

4.- CONTROL

El área total de reparación deberá dividirse en secciones de control de tamaño adecuado. La propuesta de secciones de control del Contratista deberá ser entregada al Ingeniero para su revisión y aprobación antes del inicio de los trabajos.

Los trabajos de reparación deberán ser comparados con el área de referencia, para determinar si el trabajo de reparación es aceptable.

Los siguientes métodos de prueba deberán llevarse a cabo cuando el área total de la reparación tenga un tamaño mayor a 5 m².

El esfuerzo a tensión de la unión entre el mortero y el concreto existente, deberá ser verificado utilizando un instrumento que jale para realizar la prueba de adherencia - instrumento de tracción-. El tipo de instrumento de tracción y el procedimiento para realizar la prueba, deberá ser aprobado por el Ingeniero.

Para control visual y pruebas de adherencia, el contratista deberá taladrar corazones de la zona reparada con mortero. Los corazones deberán tener un diámetro de al menos 75 mm y penetrar aproximadamente 25 mm en el concreto viejo.

En general, el esfuerzo a tensión promedio medido en las juntas de construcción no deberá ser menor de 15 kgf/cm². Si en una sola prueba es menor a 12 kgf/cm², los trabajos de reparación de esa área serán rechazados y deberán ser reemplazados.

Todos los resultados deben ser sometidos al Ingeniero para su aprobación y para que revise el área entera, antes de poder continuar con los demás trabajos.

La ejecución, control y documentación de todas las pruebas, son responsabilidad del contratista.

Método de Control y Extensión:

<u>Método</u>	<u>Extensión</u>
Área de Referencia	Según se acordó
Pruebas de Adherencia	min. 2 por sección de control
Temperatura superficial	Según se acordó
Información del clima	Mañana, mediodía y tarde

F.- INYECCIÓN DE FISURAS

1.- GENERALIDADES

El objetivo de utilizar inyección, es llenar la fisura en toda su profundidad, de manera que el refuerzo quede protegido contra la corrosión.

Los siguientes materiales para inyección deberán ser utilizados:

- Productos basados en Cemento (ancho > 1 mm)
- Productos químicos (ancho < 1 mm).

2.- MATERIALES

• Productos basados en Cemento

El mortero de inyección es una mezcla de cemento, agua y aditivos. El mortero deberá ser un poco expansivo y tener una resistencia a la compresión de por lo menos 300 kgf/cm^2 at $M_{20} = 28$ días.

Los aditivos deberán mejorar la estabilidad y prevenir la contracción. Estos materiales deberán estar totalmente libres de cloruros.

El contenido de agua deberá ser tan bajo como sea posible tomando en cuenta las condiciones del sitio. La relación agua/cemento deberá ser menor a 0.45.

El mortero deberá tener una expansión de volumen entre 0 % y 12 % después de 24 horas.

• Productos Químicos

Los siguientes productos químicos pueden ser utilizados:

- a. Epóxico
- b. Poliuretano
- c. Acrílicos/acrilamida.

Los productos epóxicos solo deben ser usados para inyección de grietas secas. Los poliuretanos y acrílicos pueden ser también utilizados para inyección de grietas húmedas.

El producto a inyectar y las especificaciones deberán ser aprobadas por el Ingeniero.

3.- EJECUCIÓN

Todas las fisuras deberán ser limpiadas de manera que no quede aceite, basura o cualquier otro tipo de partículas finas. La limpieza se lleva a cabo por medio de aire o agua a presión. Cuando se utilizan productos basados en cemento, el concreto deberá ser saturado por más de 3 días para prevenir que el agua del mortero de inyección sea absorbida por el concreto circundante durante el proceso de endurecimiento.

Las fisuras superficiales deberán ser selladas para prevenir que el material de la inyección se salga antes de que este endurezca.

Los agujeros taladrados en el concreto deberán encontrarse limpios y libres de polvo.

El Contratista deberá preparar un programa detallado y especificaciones del método a utilizar en toda el área de inyección. El programa y las especificaciones deberán ser aprobadas por el Ingeniero.

4.- CONTROL

El Contratista deberá llevar a cabo una prueba de inyección en al menos 2-4 grietas antes de realizar todos los trabajos.

Se deberán perforar corazones de control en algunas de las fisuras inyectadas y el Contratista deberá cambiar el método o procedimiento utilizado si los resultados requeridos no son obtenidos. El Contratista es responsable del taladrado y prueba de los corazones a satisfacción del Ingeniero.

La ejecución, control y documentación de todas las pruebas, son responsabilidad del Contratista.

G.- PROTECCIÓN DE SUPERFICIES DE CONCRETO

1.- GENERALIDADES

La protección de superficies de concreto debe llevarse a cabo cuando existe el riesgo de que haya futura penetración por cloruros.

La protección puede ser aplicada a los siguientes miembros estructurales:

Columnas al nivel del terreno.

Aleros y muros de respaldo alrededor del nivel del terreno y en casos especiales en los lados no expuestos de la estructura.

Estribos al nivel del terreno.

En casos especiales puede ser necesario proveer protección a los cabezales y a los extremos de las vigas si es que existen filtraciones a través de las juntas de calzada.

Los trabajos incluyen las siguientes actividades

- Limpieza de las superficies de concreto.
- Revoque con mortero en pasta.
- Protección.

Antes del inicio de los trabajos, el Contratista deberá realizar una prueba de cada operación por realizar en un área de referencia. Los resultados de las pruebas deberán ser satisfactorios y aprobados por el Ingeniero.

2.- MATERIALES

Todos los materiales utilizados deberán ser compatibles y capaces de trabajar juntos con el concreto. Los materiales deberán ser suministrados por el mismo proveedor, generalmente como un "sistema completo de pintado (recubrimiento)".

Se deberá utilizar un sistema de pintado que contenga poliuretano de acuerdo a la propuesta del Contratista y según lo apruebe el Ingeniero.

En general, el sistema en su totalidad deberá ser capaz de:

- Reducir la absorción de agua
- Reducir la carbonatación
- Reducir la absorción de cloruros
- Proveer flexibilidad contra el movimiento de grietas.

El sistema de pintura incluyendo la imprimación, se ajustará a los siguientes requisitos:

Resistencia a la difusión de vapor de agua	$Z_{H_2O} < 10 \text{ GPa.s.m}^2/\text{kg}$
Resistencia a la difusión de dióxido de carbono	$Z_{CO_2} > 3000 \text{ GPa.s.m}^2/\text{kg}$
Movimiento de grietas	Min. 2 mm

En casos especiales, donde los miembros estructurales ya tienen un revestimiento bituminoso impermeable, el mismo tipo de revestimiento puede ser utilizado como se acuerde con el Ingeniero.

3.- EJECUCIÓN

La ejecución de todos los trabajos estarán de acuerdo con las instrucciones del proveedor aprobadas por el Ingeniero.

Antes del comienzo de la pintura será seleccionada un área de referencia donde los procedimientos pueden ser probados y acordados.

El tamaño del área de referencia normalmente estará cerca de 2 m^2 , dependiendo del área total por pintarse. El tamaño y ubicación del área de referencia será acordada con el Ingeniero.

La superficie del concreto estará limpia de polvo, aceite y concreciones. Para métodos de limpieza referirse a la sección B.

La superficie limpiada estará en condición saturada de agua cuando se aplique suspensión de mortero y el curado será llevado a cabo por todo el período de endurecimiento a satisfacción del Ingeniero.

La suspensión de mortero será aplicada con una llana y aplanada; y la superficie será uniforme y tersa. Todos los hoyos, agujeros y grietas serán rellenos.

Después del necesario curado y endurecimiento del mortero, el imprimado y pintado será llevado a cabo. En áreas con grietas de contracción mayores que 0.3 mm, será necesario sellar las grietas de acuerdo con las recomendaciones del proveedor y aprobadas por el Ingeniero

El pintado deberá efectuarse en dos capas como mínimo, y el espesor total en cualquier ubicación no debe ser menor que 1000 micrón. El pintado al brillo de sol directo (i.e. en zonas de trabajo no sombreadas) no será permitido. El contratista arreglará el sombreado y protección como sea requerido.

El tiempo entre la aplicación de las capas de pintura estará de acuerdo con las instrucciones de proveedor, tomando en cuenta las condiciones de temperatura, y como se acuerde con el Ingeniero.

El tratamiento final de la superficie acatará los siguientes requisitos:

Adherencia promedio y resistencia de tracción debe ser min. 15 kgf/cm², con ningún valor abajo de 10 kgf/cm².

Resistencia total al agua.

La superficie tendrá una apariencia uniforme, sin burbujas, hoyos, grietas o suciedad.

La superficie tendrá un color uniforme y brillante.

La uniformidad del revestimiento estará de acuerdo con las recomendaciones de proveedor y como se acuerde con el Ingeniero. La tolerancia: Mas aprox. 20%, menos aprox. 10%

Los revestimientos bituminosos serán aplicados en 2 capas, cada una a razón de 0.8-1.0 Kg/m². El revestimiento será protegido contra daño mecánico aplicando una capa delgada de mortero (1:3) o utilizando tela de filtro.

4.- CONTROL

El área total a ser pintada será dividida en secciones apropiadas de control. La propuesta del Contratista para las secciones de control será sometida y aprobada por el Ingeniero antes de que el trabajo comience.

El trabajo será comparado con el área de referencia, para revisar si el trabajo de reparación es aceptable.

El Contratista medirá el consumo de pintura y calculará el espesor seco de las capas de pintura.

Todos los resultados de prueba tienen que ser sometidos al Ingeniero, y el Ingeniero dará la oportunidad para revisar toda el área, antes de que trabajos posteriores sean llevados a cabo.

La ejecución, control y documentación de todas las pruebas son responsabilidad del Contratista.

Método de control y extensión:

<u>Método</u>	<u>Extensión</u>
Área de referencia	Como se acuerde
Pruebas de adherencia	mín. 2 por sección de control
Espesor de la capa	una por sección de control basada en el consumo de pintura
Temperatura superficial	En la extensión necesaria
Información del tiempo	mañana, mediodía y tarde

H.- TRABAJOS DIVERSOS

1.- GENERALIDADES

• Soportes Temporales

Durante la reparación/reemplazo de apoyos y/o reparación en vigas y columnas, normalmente será necesario proveer apoyo temporal de la superestructura.

El Contratista llevará a cabo cálculos y dibujos, incluyendo información acerca de detalles, el equipo y procedimientos de trabajo deben estar aprobados por el Ingeniero.

Información acerca de carga muerta y viva puede ser suministrada por el Ingeniero.

Los soportes temporales estarán constituidos en acero estructural. Puntales o vigas de madera, no serán normalmente permitidos.

Los soportes temporales serán arreglados de modo que sea posible gatear sobre todo el extremo de un claro de superestructura en una operación. Normalmente 2 soportes temporales serán utilizados por cada posición de columna o izamiento.

El equipo hidráulico estará conectado de tal forma que los desplazamientos verticales sean los mismos en todas las vigas. El desplazamiento vertical será mantenido tan bajo como sea posible y será aprobado por el Ingeniero.

Cuando el proceso de levantamiento sea completado, el Contratista instalará un sistema de espaciadores y cuñas de acero para evitar asentamientos posibles de los soportes temporales.

Los soportes temporales no deben ser retirados antes de que el concreto o mortero haya endurecido completamente (corresponde normalmente a los 28 días a 20° C).

Después de haberse completado el trabajo, todas las partes de los soportes temporales deberán ser retiradas del sitio.

- **Control geométrico y Puntos fijos**

Para controlar los desplazamientos verticales, el Contratista establecerá un sistema de puntos fijos en la cara de todas las vigas y en las caras o parte superior de las vigas cabezales o en las cimentaciones

Todos los puntos de control estarán situados verticalmente unos sobre otros. Los errores del procedimiento de medición serán menores que 0.20 mm.

El Contratista llevará a cabo las siguientes mediciones de las distancias entre los puntos de control:

- 1) Antes del gateo.
- 2) Durante la operación de gateo.
- 3) Diariamente durante el reemplazo de los apoyos/reparación en las vigas cabezal o columnas.
- 4) Después del retiro de los soportes temporales.

Los resultados de todas las mediciones efectuadas durante las operaciones y al cabo del trabajo deberán presentarse para su revisión y aprobación.

V.1.1.2 REEMPLAZO DE APOYOS

1.- GENERALIDADES

Los apoyos serán reemplazados como se muestra en los planos y como lo indique el Ingeniero.

Deberán hacerse los siguientes trabajos durante el reemplazo de los apoyos:

1. El establecimiento de soportes temporales para la superestructura.
2. El establecimiento de un sistema de puntos fijos en las traveses y en la viga cabezal / cimentaciones.
3. Gateo de la superestructura.
4. Remoción de los apoyos existentes.
5. Limpieza y reparación del concreto.
6. Instalación de los nuevos apoyos.
- 7 Bajado de la superestructura.
- 8 Remoción de soportes temporales

El Contratista preparará y presentará un plan detallado de trabajo para toda la operación. El plan estará aprobado por el Ingeniero

2.- APOYOS NUEVOS

2.1.- Generales

El Contratista reemplazará los apoyos como se muestra en los dibujos y de acuerdo con las Especificaciones Particulares.

La información del producto suministrada por el proveedor del apoyo, será presentada al Ingeniero para su aprobación.

Si el Contratista propone utilizar apoyos alternativos, toda la información será presentada al Ingeniero a buen tiempo para su aprobación.

2.2.- Materiales

Todos los apoyos nuevos deberán suministrarse como almohadillas elastoméricas reforzadas de acuerdo con AASHTO M 251.

La información que considere carga y movimientos permisibles para los apoyos será suministrada por el Ingeniero.

Las dimensiones de los receptáculos existentes para los apoyos y las estructuras que los rodean serán medidas por el Contratista, y si hay discrepancia con los dibujos será informado al Ingeniero.

2.3.- Ejecución

Después del gateo de la superestructura, los apoyos existentes serán retirados cuidadosamente y la condición de la estructura existente será revisada de grietas y otros daños.

Las superficies expuestas serán revisadas por el Ingeniero y deberá acordarse si los trabajos de reparación planeados, como se demuestran en los dibujos, son adecuados o deberán modificarse.

Las superficies de concreto existentes, y la ubicación de los apoyos, deberán limpiarse con chorro de arena -a satisfacción del Ingeniero- antes de que los apoyos sean reinstalados.

El lechadeo con mortero entre el concreto existente y los apoyos será llevado a cabo como se muestra en los dibujos o como sea indicado por el Ingeniero.

Todos los apoyos serán instalados en una posición horizontal.

El mortero epoxy tiene que estar colocado en los niveles correctos, antes de la instalación de los nuevos apoyos. Si el espacio estuviera limitado, puede ser necesario instalar los apoyos antes del lechadeo y entonces inyectar después el mortero sobre los apoyos hasta llenar el espacio que debe llenarse.

2.4.- Control

El Contratista es totalmente responsable de la ejecución correcta del trabajo y procedimiento de medición; y revisará continuamente los instrumentos de medición en todo el sistema hidráulico del equipo de gateo y mantenerlos todo el tiempo en buen estado de operación.

El Contratista revisará los apoyos, con respecto a materiales, especificaciones y funcionamiento antes de su entrega.

El Ingeniero dará oportunidad para inspeccionar los apoyos y las áreas preparadas antes de que cualquier lechado tenga lugar y antes de que la superestructura se baje de nuevo a descansar en los apoyos.

V.1.1.3 REPARACION Y REEMPLAZO DE JUNTAS DE CALZADA

3.- GENERALIDADES

Referirse a las Especificaciones Particulares.
Reparación y Reemplazo de Juntas de Calzada.

El Contratista deberá reemplazar las juntas de calzada como se muestra en los planos y según las indicaciones del Ingeniero.

Los trabajos pueden incluir la reparación o reemplazo de los siguientes tipos de juntas de calzada:

1. Juntas Asfálticas.
2. Juntas Prefabricadas de neopreno.
3. Otros tipos.

2.- JUNTAS ASFÁLTICAS

2.1.- General

Las juntas asfálticas pueden ser utilizadas en los siguientes casos:

1. Como reemplazo de la junta existente en donde la junta existente ha empezado ya a romperse.
2. Como juntas nuevas en donde antes existían espacios abiertos entre las losas de puente.

Estas juntas deben de ser utilizadas solo en puentes en los cuales la expansión y contracción combinadas, no excedan de 30 mm (+/- 15 mm).

No deben ser utilizadas en áreas en las que existan giros o arrancado/frenado del tránsito.

Las juntas deben poseer las siguientes propiedades bajo condiciones normales y extremas de temperatura tales como días calurosos con calor extremo y radiación solar, noches frías de invierno, etc.:

A prueba de agua bajo todas las condiciones también en los extremos, fronteras y conexiones, etc.

Debe tener Estabilidad mecánica y resistencia para soportar cargas de compresión y de cortante del tránsito, así como en curvas y durante frenado y acelerado.

Resistencia a la formación de grietas o separación de capas tanto por la influencia del tránsito como por los movimientos de los apoyos.

Resistencia al desgaste.

Capacidad de expansión y contracción según los requerimientos de Especificaciones Particulares.

2.2.- Materiales

Las juntas asfálticas deberán ser del tipo Thorma-Joints o equivalente con propiedades similares o mejores. Todos los materiales deben ser entregados por el mismo proveedor de acuerdo a las especificaciones del fabricante. El tipo de junta, propiedades, procedimiento de instalación, garantía, etc. deberán ser entregadas por el Contratista al Ingeniero para su aprobación.

Si el Contratista propone utilizar juntas diferentes a las especificadas, toda la información referente a estas nuevas juntas deberá ser entregada con tiempo al Ingeniero para su aprobación.

2.3.- Ejecución

La ejecución de todos los trabajos deberá de estar de acuerdo con las instrucciones del fabricante y con las indicaciones del Ingeniero.

Antes de que la nueva junta o material de la junta sea colocado, el Contratista deberá retirar la junta de expansión y pavimento existente para preparar el área de la junta como se muestra en los planos y según las indicaciones del Ingeniero.

Después de haber retirado la junta de expansión existente y el pavimento adyacente el asiento para la junta de calzada deberá ser inspeccionada por el Ingeniero.

Dependiendo de las condiciones del pavimento y la ubicación de las grietas etc., el alcance del retiro del pavimento deberá acordarse con el Ingeniero.

Se deberá marcar cortando con una sierra el límite de corte del pavimento para proveer un corte exacto y que la junta quede lo más derecha posible con el nuevo pavimento y demás materiales.

Después de la demolición, deberá realizarse de inmediato cualquier reparación de concreto que sea necesaria y el área completa deberá ser limpiada por chorro de arena y con aire a presión según se haya acordado con el Ingeniero.

Todas las superficies inferiores y de esquinas que vayan a recibir la nueva junta, deberán de ser calentadas usando aire comprimido caliente. Todas las operaciones de llenado deberán de ser continuas y llevarse a cabo en varias capas

La adhesión con el pavimento deberá de garantizarse utilizando imprimado especial que deberá ser aprobado por el Ingeniero.

Se deberán colocar juntas seccionadas entre los carriles del camino.

La descripción detallada suministrada por los proveedores con todos los pasos de los procedimientos y requerimientos para el trabajo final, deberán ser respetadas estrictamente según se haya acordado con el Ingeniero.

Un tratamiento superficial en caso de ser requerido, puede ser llevada a cabo a lo largo de la junta utilizando piedras del mismo tamaño de 5 mm con un pegamento bituminoso, según las recomendaciones del proveedor.

2.4.- CONTROL

El Contratista deberá llevar a cabo la siguiente verificación de los materiales y procedimientos a utilizar. Los métodos de control deberán ser los que se acordaron con el Ingeniero.

Control de los adhesivos bituminosos usados de acuerdo al tipo, mezcla No., temperatura de aplicación etc.

Medición del ancho y profundidad de juntas.

Temperatura de la estructura de concreto y el aire.

Calidad de preparación y acabado de los trabajos.

3.- JUNTAS PREFABRICADAS DE NEOPRENO

3.1.- General

El Contratista deberá entregar e instalar las juntas de calzada como se muestra en los planos.

Los dos siguientes tipos de juntas pueden ser utilizados:

1. Bloques de Neopreno con anclas adhesivas.
2. Tira de Neopreno con anclas ahogadas.

El Contratista hará medidas exactas para determinar el tamaño requerido.

Previo a la compra de las juntas, el Contratista deberá entregar planos y cálculos geométricos al Ingeniero para garantizar que los requerimientos de geometría y funcionalidad sean cumplidos.

Las juntas deben poseer las siguientes propiedades bajo condiciones normales y extremas de temperatura tales como días calurosos con calor extremo y radiación solar, noches frías de invierno, etc :

A prueba de agua bajo todas las condiciones, también en los extremos, fronteras y conexiones, etc.

Debe tener Estabilidad mecánica y resistencia para soportar cargas de compresión y de cortante del tránsito, así como en curvas y durante frenado y acelerado.

Estabilidad de los tornillos de sujeción y contacto fijo con el sustrato.

Resistencia al desgaste.

Protección satisfactoria y duradera de los tornillos de sujeción y sus receptáculos.

Capacidad de expansión y contracción según los requerimientos de Especificaciones Particulares.

3.2.- MATERIALES

El tipo de junta de expansión deberá ser como el indicado en las Especificaciones Particulares.

Todos los materiales utilizados deberán ser del mismo proveedor.

3.3.- EJECUCIÓN

La superficie superior de las juntas de expansión, deberán seguir el mismo perfil del pavimento (carriles, hombros, fajas laterales, pendientes inversas, etc.). Las juntas generalmente deberán descansar unos cuantos milímetros bajo el nivel superior del pavimento como se muestra en los planos.

En donde existan banquetas con diferente elevación a la rasante, las juntas pueden requerir ser instaladas en una sección continua siguiendo el perfil del camino, parapeto y banqueta, tal y como se muestra en los planos.

Las juntas de neopreno deberán ser entregadas en una sola pieza sin conexiones en el sitio. Las juntas en unidades largas deben ser unidas y protegidas en la fabrica, antes de la transportación al sitio de los trabajos.

La instalación, las conexiones, el presforzado de los tornillos, etc. de las juntas de calzada, deberá de llevarse a cabo de acuerdo con las especificaciones del fabricante y con las indicaciones del Ingeniero.

Cuando se realice el colado del concreto o mortero expansivo alrededor o bajo las juntas, se debe garantizar que no haya movimientos hasta que el concreto hayan endurecido.

El descanso de la tuerca debe ser sellado de acuerdo a las especificaciones del fabricante y a las instrucciones del Ingeniero.

El Contratista deberá realizar un reajuste de las tuercas aproximadamente 3 meses después de instalada

La propuesta del Contratista para los trabajos previos a la instalación y la instalación misma, deberá ser entregada al Ingeniero para su aprobación, antes del inicio de los trabajos.

Antes de terminar los trabajos, el Contratista deberá entregar una propuesta de Instructivo de Mantenimiento para las juntas basado en las recomendaciones del fabricante.

3.4.- Control

El contratista deberá revisar en las juntas de calzada el tipo, materiales y funcionamiento antes de que sean entregadas.

Se deberá permitir al Ingeniero inspeccionar las juntas de las estructuras y las áreas preparadas antes del colado.

V.1.2 ESPECIFICACIONES PARTICULARES

Las Especificaciones Particulares, tratan los procedimientos de los trabajos no descritos en las Especificaciones Generales arriba mencionadas. También se incluye información acerca del puente como localización y posibles condiciones especiales. Generalmente, por cada Proyecto Tipo de Rehabilitación, solo se requerirán unas cuantas hojas de Especificaciones Particulares.

E.P.1.- ANCLAJE PARA PRESFUERZO LONGITUDINAL. (VIVOS Y MUERTOS)

EJECUCIÓN:

Los anclajes para presfuerzo se almacenarán en locales previamente autorizados por la supervisión, protegiéndose cuidadosamente contra la humedad, agentes corrosivos y golpes, los anclajes deberán colocarse en la posición y con los accesorios, procedimientos y otros requisitos fijados en el proyecto y/o como la supervisión lo autorice.

MEDICIÓN:

Los anclajes que se empleen, se medirán tomando como unidad la pieza, de acuerdo con las dimensiones, formas y características fijadas en el proyecto.

BASE DE PAGO:

Los anclajes que se empleen en la obra, por unidad de obra terminada, se pagarán a los precios fijados en el contrato para la pieza. Estos precios unitarios incluyen lo que corresponda por adquisición de los anclajes, transportes, cargas y descargas, protección, almacenamiento, desperdicios, derechos de patentes y asesoramiento, todos los materiales, pasarelas o canastillas y operaciones requeridas para la ejecución del trabajo y los tiempos empleados en los transportes durante las cargas y descargas.

E.P.2.- ANCLAJE PARA PRESFUERZO TRANSVERSAL. (VIVOS Y MUERTOS)

EJECUCIÓN.

Los anclajes para presfuerzo se almacenarán en locales previamente autorizados por la supervisión, protegiéndose cuidadosamente contra la humedad, agentes corrosivos y golpes, los anclajes deberán colocarse en la posición y con los accesorios, procedimientos y otros requisitos fijados en el proyecto y/o como la supervisión lo autorice.

MEDICIÓN:

Los anclajes que se empleen, se medirán tomando como unidad la pieza, de acuerdo con las dimensiones, formas y características fijadas en el proyecto.

BASE DE PAGO:

Los anclajes que se empleen en la obra, por unidad de obra terminada, se pagarán a los precios fijados en el contrato para la pieza. Estos precios unitarios incluyen lo que corresponda por adquisición de los anclajes, transportes, cargas y descargas, protección, almacenamiento, desperdicios, derechos de patentes y asesoramiento, todos los materiales, pasarelas o canastillas y operaciones requeridas para la ejecución del trabajo y los tiempos empleados en los transportes durante las cargas y descargas.

**E.P.3.- POLIDUCTO DE POLIESTIRENO DE ALTA DENSIDAD COLOR NEGRO
R.D. DE ALTO PESO MOLECULAR DE 63 mm (2 1/2") DE DIÁMETRO.**

EJECUCIÓN:

El poliducto de alta densidad para los cables de presfuerzo se colocará según lo especificado en el proyecto de presfuerzo. Se almacenaran en locales previamente autorizados por la supervisión, clasificado según su tipo y sección, protegiéndose cuidadosamente contra golpes que pueda sufrir durante el proceso de ejecución de la obra.

MEDICIÓN:

El poliducto de alta densidad se medirá tomando como unidad el metro lineal (ml), basándose en las cantidades indicadas en el proyecto con aproximación hasta la segunda cifra decimal.

BASE DE PAGO:

El poliducto de alta densidad, por unidad de obra terminada, se pagará a los precios fijados en el contrato para el metro lineal, estos precios unitarios incluyen lo que corresponda por adquisición del poliducto de alta densidad, almacenaje, transportación, carga, descarga, los materiales, pasarelas o canastillas y operaciones requeridas para la ejecución del trabajo y los tiempos empleados en los transportes durante las cargas y descargas.

**E.P.4.- POLIDUCTO DE POLIESTIRENO DE ALTA DENSIDAD COLOR NEGRO
R.D. DE ALTO PESO MOLECULAR DE 42 mm (1 3/4") DE DIÁMETRO.**

EJECUCIÓN:

El poliducto de alta densidad para los cables de presfuerzo se colocará según lo especificado en el proyecto de presfuerzo. Se almacenaran en locales previamente autorizados por la supervisión, clasificado según su tipo y sección, protegiéndose cuidadosamente contra golpes que pueda sufrir durante el proceso de ejecución de la obra.

MEDICIÓN:

El poliducto de alta densidad se medirá tomando como unidad el metro lineal (ml), basándose en las cantidades indicadas en el proyecto con aproximación hasta la segunda cifra decimal.

BASE DE PAGO:

El poliducto de alta densidad, por unidad de obra terminada, se pagará a los precios fijados en el contrato para el metro lineal, estos precios unitarios incluyen lo que *corresponda por adquisición del poliducto de alta densidad, almacenaje, transportación, carga, descarga, los materiales, pasarelas o canastillas y operaciones requeridas para la ejecución del trabajo y los tiempos empleados en los transportes durante las cargas y descargas*

E.P.5.- TUBO DE ACERO GALVANIZADO DE 51 mm DE DIÁMETRO NOMINAL (2") CÉDULA 40, POR UNIDAD DE OBRA TERMINADA.

EJECUCIÓN:

El contratista suministrará y colocará los tubos de acero galvanizado de 51 mm de diámetro (2") nominal, cédula 40, de acuerdo con lo indicado en el proyecto.

MEDICIÓN:

Se medirá tomando como unidad el kilogramo de tubo de acero galvanizado de 51 mm de diámetro (2") nominal, cédula 40.

BASE DE PAGO:

El pago, por unidad de obra terminada, se hará al precio fijado en el contrato para el kilogramo de tubo de acero galvanizado 51 mm de diámetro (2") nominal, cédula 40.

Este precio unitario incluye lo que corresponda por: adquisición de los materiales, transportes, cargas, descargas, desperdicios, acarreos, cortes, almacenamiento y, en general, todos los materiales, equipo y mano de obra necesarios para el suministro y colocación del tubo de acero galvanizado de 51 mm de diámetro (2") nominal, cédula 40, de acuerdo con lo indicado en el proyecto.

E.P.6.- TUBO DE ACERO GALVANIZADO DE 90 mm DE DIÁMETRO NOMINAL (3 1/2") CÉDULA 40, POR UNIDAD DE OBRA TERMINADA.

EJECUCIÓN:

El contratista suministrará y colocará los tubos de acero galvanizado de 90 mm de diámetro (3 1/2") nominal, cédula 40, de acuerdo con lo indicado en el proyecto.

MEDICIÓN:

Se medirá tomando como unidad el kilogramo de tubo de acero galvanizado de 90 mm de diámetro (3 1/2") nominal, cédula 40.

BASE DE PAGO:

El pago, por unidad de obra terminada, se hará al precio fijado en el contrato para el kilogramo de tubo de acero galvanizado de 90 mm de diámetro (3 1/2") nominal, cédula 40. Este precio unitario incluye lo que corresponda por: adquisición de los materiales, transportes, cargas, descargas, acarreos, cortes, desperdicios, almacenamiento y, en general, todos los materiales, equipo y mano de obra necesarios para el suministro y colocación del tubo de acero galvanizado de 90 mm de diámetro (3 1/2") nominal, cédula 40 de acuerdo con lo indicado en el proyecto.

E.P.7.- PERFORACIONES EN DIAFRAGMAS DE CONCRETO DE 40 mm DE DIÁMETRO.

EJECUCIÓN:

Las perforaciones en el concreto, serán de los diámetros indicados en el proyecto y para su ejecución se emplearán las brocas con el diámetro indicado en éste. Deberá tenerse especial cuidado en la ejecución de las perforaciones, por estar en general, en zonas donde existe acero de refuerzo.

MEDICIÓN:

La medición se hará tomando como unidad la pieza de perforación de cada uno de los diámetros especificados, basándose en la cantidad anotada en el proyecto.

BASE DE PAGO:

El pago por unidad de obra terminada, se hará al precio fijado en el contrato, para la pieza de perforación; este precio incluye la adquisición de todo el equipo necesario, como las brocas, los dispositivos para la fijación, mano de obra especializada, transportes, cargas y descargas del equipo y, en general, todo lo necesario para la realización completa de los trabajos.

E.P.8.- PERFORACIONES EN CORONAS DE CONCRETO DE 25 mm DE DIÁMETRO Y L= 40 cm.

EJECUCIÓN:

Las perforaciones en las coronas de concreto de la Subestructura, se realizarán para la fijación de las anclas en los topes antisísmicos, serán de los diámetros indicados en el proyecto y para su ejecución se emplearán las brocas con el diámetro indicado en el mismo. Deberá tenerse especial cuidado en la ejecución de las perforaciones, por estar en general, en zonas donde existe colocado acero de refuerzo.

MEDICIÓN:

La medición se hará tomando como unidad la pieza de perforación de cada uno de los diámetros especificados, basándose en la cantidad anotada en el proyecto.

BASE DE PAGO:

El pago por unidad de obra terminada, se hará al precio fijado en el contrato, para pieza de perforación; este precio incluye la adquisición de todo el equipo necesario, como las brocas, los dispositivos para la fijación, mano de obra especializada, transportes, cargas y descargas del equipo y, en general, todo lo necesario para la realización completa de los trabajos.

E.P.9.- PERFORACIONES EN NERVADURAS DE CONCRETO DE 60 mm DE DIÁMETRO Y L= 20 cm.

EJECUCIÓN:

Las perforaciones en las nervaduras de concreto para el paso de las barras de presfuerzo, serán de los diámetros indicados en el proyecto y para su ejecución se emplearán las brocas con el diámetro indicado en éste. Deberá tenerse especial cuidado en la ejecución de las perforaciones, por estar en general, en zonas donde existe acero de refuerzo.

MEDICIÓN:

La medición se hará tomando como unidad la pieza de perforación de cada uno de los diámetros especificados, basándose en la cantidad anotada en el proyecto.

BASE DE PAGO:

El pago por unidad de obra terminada, se hará al precio fijado en el contrato, para la pieza de perforación; este precio incluye la adquisición de todo el equipo necesario, como las brocas, dispositivos para la fijación, mano de obra especializada, transportes, cargas y descargas del equipo y, en general, todo lo necesario para la realización completa de los trabajos.

E.P.10.- PERFORACIONES EN CORONA DE CONCRETO DE 19 mm DE DIÁMETRO Y L= 40 cm.

EJECUCIÓN:

Las perforaciones en las coronas de concreto de la Subestructura, serán de los diámetros indicados en el proyecto y para su ejecución se emplearán las brocas con el diámetro indicado en el mismo. Deberá tenerse especial cuidado en la ejecución de las perforaciones, por estar en general, en zonas donde existe colocado acero de refuerzo.

MEDICIÓN:

La medición se hará tomando como unidad la pieza de perforación de cada uno de los diámetros especificados, basándose en la cantidad anotada en el proyecto.

BASE DE PAGO:

El pago por unidad de obra terminada, se hará al precio fijado en el contrato, para pieza de perforación; este precio incluye la adquisición de todo el equipo necesario, como las brocas, los dispositivos para la fijación, mano de obra especializada, transportes, cargas y descargas del equipo y, en general, todo lo necesario para la realización completa de los trabajos.

E.P.11.- PERFORACIONES EN CORONA DE CONCRETO DE 46 mm DE DIÁMETRO Y L= 120 cm.

EJECUCIÓN:

Las perforaciones en las coronas de concreto de la Subestructura, se realizarán para la fijación de los bloques de presfuerzo en pilas, serán de los diámetros indicados en el proyecto y para su ejecución se emplearán las brocas con el diámetro indicado en el mismo. Deberá tenerse especial cuidado en la ejecución de las perforaciones, por estar en general, en zonas donde existe colocado acero de refuerzo.

MEDICIÓN:

La medición se hará tomando como unidad la pieza de perforación de cada uno de los diámetros especificados, basándose en la cantidad anotada en el proyecto.

BASE DE PAGO:

El pago por unidad de obra terminada, se hará al precio fijado en el contrato, para pieza de perforación; este precio incluye la adquisición de todo el equipo necesario, como las brocas, los dispositivos para la fijación, mano de obra especializada, transportes, cargas y descargas del equipo y, en general, todo lo necesario para la realización completa de los trabajos.

E.P.12.- PERFORACIONES EN CORONA DE CONCRETO DE 40 mm DE DIÁMETRO Y L= 40 cm.

EJECUCIÓN:

Las perforaciones en las coronas de concreto de la Subestructura, serán de los diámetros indicados en el proyecto y para su ejecución se emplearán las brocas con el diámetro indicado en el mismo. Deberá tenerse especial cuidado en la ejecución de las perforaciones, por estar en general, en zonas donde existe colocado acero de refuerzo.

MEDICIÓN:

La medición se hará tomando como unidad la pieza de perforación de cada uno de los diámetros especificados, basándose en la cantidad anotada en el proyecto.

BASE DE PAGO:

El pago por unidad de obra terminada, se hará al precio fijado en el contrato, para pieza de perforación; este precio incluye la adquisición de todo el equipo necesario, como las brocas, los dispositivos para la fijación, mano de obra especializada, transportes, cargas y descargas del equipo y, en general, todo lo necesario para la realización completa de los trabajos.

E.P.13.- ESCARIFICACIONES > A 3 mm EN NERVADURAS.

EJECUCIÓN:

La escarificación en nervaduras se ejecutarán, conforme a lo especificado en el proyecto correspondiente.

MEDICIÓN:

La medición se hará tomando como unidad el metro cuadrado (m^2), basándose en las cantidades indicadas en el proyecto con aproximación hasta la segunda cifra decimal.

BASE DE PAGO:

El pago por unidad de obra terminada, se hará al precio fijado en el contrato, para el metro cuadrado (m^2), este precio unitario incluye lo correspondiente la limpieza y retiro del material producto de la escarificación, limpieza con cepillo de la superficie para obtener una área de contacto sin partículas sueltas y a la adquisición de equipo y herramientas necesarios; como cepillos espátulas, etc., transportes, cargas y almacenamientos, renta de pasarelas y/o canastillas, mano de obra y en general todo lo que sea necesario para la correcta ejecución de este trabajo.

E.P.14.- ESCARIFICACIONES > 6 mm EN CORONA DE ESTRIBOS, CABALLETES Y PILAS.

EJECUCIÓN:

La escarificación en coronas de estribos, caballetes y pilas se ejecutarán, conforme a lo especificado en el proyecto correspondiente.

MEDICIÓN:

La medición se hará tomando como unidad el metro cuadrado (m^2), basándose en las cantidades indicadas en el proyecto con aproximación hasta la segunda cifra decimal.

BASE DE PAGO:

El pago por unidad de obra terminada, se hará al precio fijado en el contrato, para el metro cuadrado (m^2), este precio unitario incluye lo correspondiente la limpieza y retiro del material producto de la escarificación, limpieza con cepillo de la superficie para obtener una área de contacto sin partículas sueltas y a la adquisición de equipo y herramientas necesarios; como cepillos espátulas, etc., transportes, cargas y almacenamientos: renta de pasarelas y/o canastillas, mano de obra y en general todo lo que sea necesario para la correcta ejecución de este trabajo.

E.P.15.- RESINA EPOXICA EN FISURAS Y DESCONCHES.

EJECUCIÓN:

La colocación de resina epóxica se preparará tomando sólo la cantidad que se pretende utilizar, se le agregará un 5% de catalizador y se mezclará con una espátula, ya hecha la mezcla tendrá un tiempo de vida de 10 minutos aproximadamente a una temperatura de 20° C. Se realizará con lo especificado en el proyecto.

MEDICIÓN:

La colocación de resina epóxica se medirá con la unidad de decímetro cúbico con base en la cuantificación indicada en el proyecto. Se checarán en obra los volúmenes reales a colocar, antes de la ejecución.

BASE DE PAGO:

El pago por unidad de obra terminada, se hará al precio fijado en el contrato, para el decímetro cúbico (dm³) de resina epóxica, este precio unitario incluye lo que corresponda por equipo, elaboración de la mezcla, adquisición de materiales, transportes, almacenamiento, cargas y descargas, cargas por herramienta como cepillos, mano de obra, pasarelas o canastillas de acceso, movimiento de pasarelas, canastillas y, en general, todo lo necesario para la correcta ejecución de este trabajo.

E.P.16.- DRENES DE TUBO DE PLÁSTICO 7.6 cm DE DIÁMETRO Y 40 cm DE LONGITUD EN SUPERESTRUCTURA, POR UNIDAD DE OBRA TERMINADA.

EJECUCIÓN:

El contratista suministrará y colocará los drenes de tubo de plástico de 7.6 cm de diámetro y 40 cm de longitud, de acuerdo a lo indicado en el proyecto.

MEDICIÓN:

Se medirá tomando como unidad la pieza de dren de tubo de plástico de 7.6 cm de diámetro y 40 cm de longitud colocada.

BASE DE PAGO:

El pago, por unidad de obra terminada, se hará al precio fijado en el contrato para la pieza de dren de tubo de plástico de 7.6 cm de diámetro por 40 cm de longitud, colocada. Este precio unitario incluye lo que corresponda por: adquisición de los materiales, transportes, cargas, descargas, acarreos, cortes, desperdicios, almacenamiento y, en general, todos los materiales, equipo y mano de obra necesarios para la colocación en su lugar definitivo de los drenes de tubo de plástico de 7.6 cm de diámetro y 40 cm de longitud.

E.P.17.- LECHADA DE CEMENTO EN DUCTOS PARA CABLES DE PRESFUERZO, POR UNIDAD DE OBRA TERMINADA.

EJECUCIÓN:

La inyección de la lechada en los ductos del acero de presfuerzo se realizará con base en lo especificado en el proyecto.

MEDICIÓN:

La inyección de la lechada en los ductos del acero de presfuerzo, se medirá tomando como unidad el litro (lt), con base en la cuantificación indicada en el proyecto. Se checarán en obra antes de la ejecución, los volúmenes reales a colocar.

BASE DE PAGO:

El pago por unidad de obra terminada, se hará al precio fijado en el contrato, para el litro (lt) de inyección de lechada en los ductos del acero de presfuerzo, este precio unitario incluye lo que corresponda por equipo, elaboración de la mezcla, adquisición de materiales, transportes, almacenamiento, cargas y descargas, cargas por herramienta, mano de obra, pasarelas o canastillas de acceso, movimiento de pasarelas, canastillas y, en general, todo lo necesario para la correcta ejecución de este trabajo.

E P.18.- APOYOS INTEGRALES DE NEOPRENO, DUREZA SHORE 60, DE 30 x 50 x 5.7 cm Y DE 30 x 50 x 4.1 cm POR UNIDAD DE OBRA TERMINADA.

EJECUCIÓN

Los apoyos de 30 x 50 x 5.7 cm y de 30 x 50 x 4.1 cm, se fabricarán con neopreno de especificación ASTM 2240 D-60 (FT= 100 Kg/cm²) y placa de acero estructural A-36 de las dimensiones especificadas en el proyecto y se fundirán en moldes bajo presión y calor; su habilidad y colocación deberá cumplir las recomendaciones especificadas en el proyecto.

MEDICIÓN:

Se medirá tomando como unidad la pieza integral de apoyo de neopreno de 30 x 50 x 5.7 cm y de 30 x 50 x 4.1 cm.

BASE DE PAGO:

El pago, de apoyos de neopreno de 30 x 50 x 5.7 cm y de 30 x 50 x 4.1 cm, por unidad de obra terminada, se hará al precio fijado en el contrato para la pieza. Este precio unitario incluye lo que corresponda por: la adquisición de los materiales, transportes, cargas, descargas, acarreos, cortes y desperdicios, fabricación, almacenamientos, colocación y, en general, todos los materiales, equipo y mano de obra necesarios para la habilitación y colocación de los apoyos en el lugar definitivo, conforme a lo indicado en el proyecto.

E.P.19.- MORTERO EPOXICO, POR UNIDAD DE OBRA TERMINADA, EN PERFORACIONES.

EJECUCIÓN:

Se preparará un mortero con los ingredientes de cemento, arena y estabilizador de volumen GROUTQUIM en proporción 1:1:1, se aplicará de acuerdo a lo indicado en el proyecto y siguiendo las recomendaciones del fabricante previamente su colocación.

MEDICIÓN.

Se medirá tomando como unidad el decímetro cúbico (dm^3), de mortero con estabilizador de volumen.

BASE DE PAGO:

El pago de mortero con estabilizador de volumen por unidad de obra terminada, se hará al precio unitario fijado en el contrato para el decímetro cúbico del material aplicado; este precio unitario incluye lo que corresponde por: adquisición de los materiales, transportes, cargas, descargas, acarreos, desperdicios, mano de obra especializada, equipo para aplicación en el lugar definitivo conforme a lo indicado en el proyecto.

E.P.20.- INYECCIÓN DE MORTERO EPOXICO EN REPARACIÓN DE TALONES.

EJECUCIÓN:

La inyección de mortero epóxico en reparación de talones se realizará de acuerdo con lo especificado en el proyecto.

MEDICIÓN:

La colocación de mortero epóxico en reparación de talones se medirá con la unidad de decímetro cúbico con base en la cuantificación indicada en el proyecto. Se checarán en obra los volúmenes reales a colocar, antes de la ejecución.

BASE DE PAGO:

El pago por unidad de obra terminada, se hará al precio fijado en el contrato, para el decímetro cúbico (dm^3) de mortero epóxico. Este precio unitario incluye lo que corresponda por equipo, elaboración de la mezcla, adquisición de materiales, transportes, almacenamiento, cargas y descargas, cargas por herramienta, mano de obra, pasarelas o canastillas de acceso, movimiento de pasarelas, canastillas y, en general, todo lo necesario para la correcta ejecución de este trabajo.

E.P.21.- LIMPIEZA DE CABEZALES CON AGUA Y AIRE A PRESIÓN.

EJECUCIÓN:

La limpieza de cabezales con agua y aire a presión se realizará para limpiar de manera efectiva los desechos de las demoliciones y escarificaciones.

MEDICIÓN:

Este concepto se medirá tomando como unidad el metro cuadrado (m²) de cabezal que será limpiado.

BASE DE PAGO:

El pago, por unidad de obra terminada, se realizará tomando como unidad el precio fijado en el contrato para el metro cuadrado. Este concepto incluye lo que corresponde por: personal, mano de obra, equipos y herramientas, carga y descarga, transportación de herramienta y acarreo que se requieran para la correcta ejecución de la limpieza de cabezales.

E.P.22.- GATEO DE LA SUPERESTRUCTURA, POR UNIDAD DE OBRA TERMINADA.

EJECUCIÓN:

El contratista realizará los trabajos y operaciones necesarias para gatear, nivelar y apoyar definitivamente la superestructura del puente, de acuerdo con lo indicado en el proyecto utilizando el equipo adecuado de gatos hidráulicos, calzas y equipo adicional; durante las operaciones de apoyos y colocación de los nuevos apoyos.

MEDICIÓN:

Este concepto se medirá tomando como unidad el eje de izado, considerado como las labores de gateo necesarias para todo el puente desde el retiro de apoyos existentes, hasta el cambio definitivo de apoyos.

BASE DE PAGO:

El pago, por unidad de obra terminada, se hará al precio fijado en el contrato para el eje de izado, realizando los trabajos según proyecto. Este precio incluye lo que corresponda por: equipos, gatos, calzas, herramientas, personal, transportes de los mismos, mano de obra, morteros secos, calibración, colocación y control del equipo, maniobras adicionales, resanes de deterioros provocados por la operación, limpieza y, en general, cualquier equipo, material y mano de obra necesarios para gatear, izar, nivelar, calzar, retirar calzas y apoyar en su posición definitiva los tramos de superestructura del puente, dejándolo satisfactoriamente colocado en su nueva posición, de acuerdo con el proyecto.

V.2 PLANOS

V.2.1 PROYECTOS DE REHABILITACIÓN TIPO

Cada Proyecto de Rehabilitación Tipo, consiste de un número de planos, en donde se muestran diferentes detalles.

V.2.2 PLANOS COMPLEMENTARIOS

En algunos casos, se requieren planos complementarios a los planos tipo, para mostrar con suficiente claridad algunos detalles. En general, será necesario y de mucha ayuda un plano general que muestre los trabajos de rehabilitación en toda su extensión.

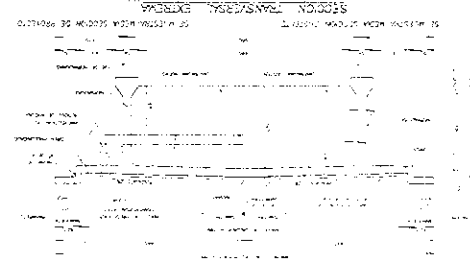
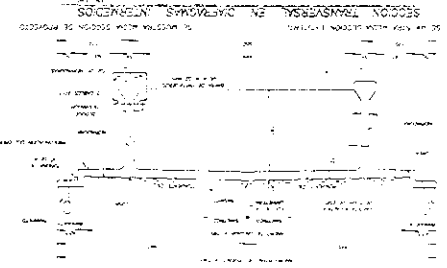
Si el Proyecto de Rehabilitación no está incluido en el catálogo de proyectos tipo de rehabilitaciones, se deberán preparar planos nuevos junto con las especificaciones particulares.

Se ha anexado los planos de proyecto de rehabilitación.

PROFESIONAL	TESTS
PUENTE CIVIL	PUENTE
CONSTRUCION	CONSTRUCION
7	7

LISTA DE PLANOS

PLANO	DESCRIPCION
1	PLANO GENERAL
2	PLANO DE ALINEACION
3	PLANO DE SECCIONES TRANSVERSALES
4	PLANO DE DETALLE DE LA OBRA DE ARTES
5	PLANO DE DETALLE DE LA OBRA DE ARTES
6	PLANO DE DETALLE DE LA OBRA DE ARTES
7	PLANO DE DETALLE DE LA OBRA DE ARTES
8	PLANO DE DETALLE DE LA OBRA DE ARTES
9	PLANO DE DETALLE DE LA OBRA DE ARTES
10	PLANO DE DETALLE DE LA OBRA DE ARTES
11	PLANO DE DETALLE DE LA OBRA DE ARTES
12	PLANO DE DETALLE DE LA OBRA DE ARTES
13	PLANO DE DETALLE DE LA OBRA DE ARTES
14	PLANO DE DETALLE DE LA OBRA DE ARTES
15	PLANO DE DETALLE DE LA OBRA DE ARTES
16	PLANO DE DETALLE DE LA OBRA DE ARTES
17	PLANO DE DETALLE DE LA OBRA DE ARTES
18	PLANO DE DETALLE DE LA OBRA DE ARTES
19	PLANO DE DETALLE DE LA OBRA DE ARTES
20	PLANO DE DETALLE DE LA OBRA DE ARTES
21	PLANO DE DETALLE DE LA OBRA DE ARTES
22	PLANO DE DETALLE DE LA OBRA DE ARTES
23	PLANO DE DETALLE DE LA OBRA DE ARTES
24	PLANO DE DETALLE DE LA OBRA DE ARTES
25	PLANO DE DETALLE DE LA OBRA DE ARTES
26	PLANO DE DETALLE DE LA OBRA DE ARTES
27	PLANO DE DETALLE DE LA OBRA DE ARTES
28	PLANO DE DETALLE DE LA OBRA DE ARTES
29	PLANO DE DETALLE DE LA OBRA DE ARTES
30	PLANO DE DETALLE DE LA OBRA DE ARTES
31	PLANO DE DETALLE DE LA OBRA DE ARTES
32	PLANO DE DETALLE DE LA OBRA DE ARTES
33	PLANO DE DETALLE DE LA OBRA DE ARTES
34	PLANO DE DETALLE DE LA OBRA DE ARTES
35	PLANO DE DETALLE DE LA OBRA DE ARTES
36	PLANO DE DETALLE DE LA OBRA DE ARTES
37	PLANO DE DETALLE DE LA OBRA DE ARTES
38	PLANO DE DETALLE DE LA OBRA DE ARTES
39	PLANO DE DETALLE DE LA OBRA DE ARTES
40	PLANO DE DETALLE DE LA OBRA DE ARTES
41	PLANO DE DETALLE DE LA OBRA DE ARTES
42	PLANO DE DETALLE DE LA OBRA DE ARTES
43	PLANO DE DETALLE DE LA OBRA DE ARTES
44	PLANO DE DETALLE DE LA OBRA DE ARTES
45	PLANO DE DETALLE DE LA OBRA DE ARTES
46	PLANO DE DETALLE DE LA OBRA DE ARTES
47	PLANO DE DETALLE DE LA OBRA DE ARTES
48	PLANO DE DETALLE DE LA OBRA DE ARTES
49	PLANO DE DETALLE DE LA OBRA DE ARTES
50	PLANO DE DETALLE DE LA OBRA DE ARTES



DESCRIPCION DE LA OBRA

Se trata de la construcción de un puente de hormigón armado sobre pilotes, con una longitud total de 120 metros y una anchura de 12 metros. El puente consta de dos tableros de 60 metros de longitud y 12 metros de anchura, apoyados sobre pilotes de hormigón armado.

El terreno en el que se construye el puente es de tipo arenoso y con una pendiente transversal de 1:10. El nivel del agua es de 100 metros sobre el nivel del mar.

El puente será construido con hormigón de resistencia a la compresión de 25 MPa y acero de refuerzo de tipo B60. El espesor de la losa de los tableros será de 20 centímetros.

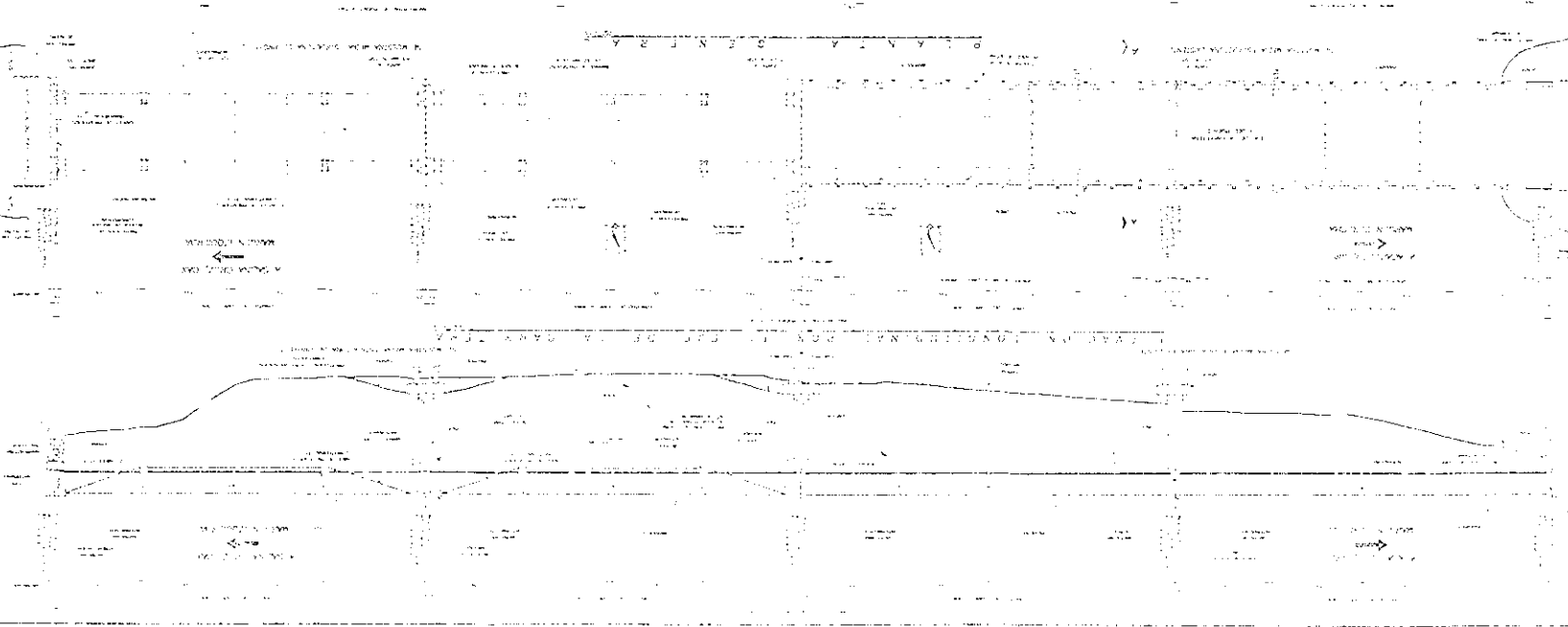
Los pilotes tendrán una longitud de 10 metros y un diámetro de 30 centímetros. Se colocarán a una distancia de 6 metros entre sí y a 6 metros de los bordes de los tableros.

El puente será construido en dos etapas: primero se construirán los pilotes y luego los tableros.

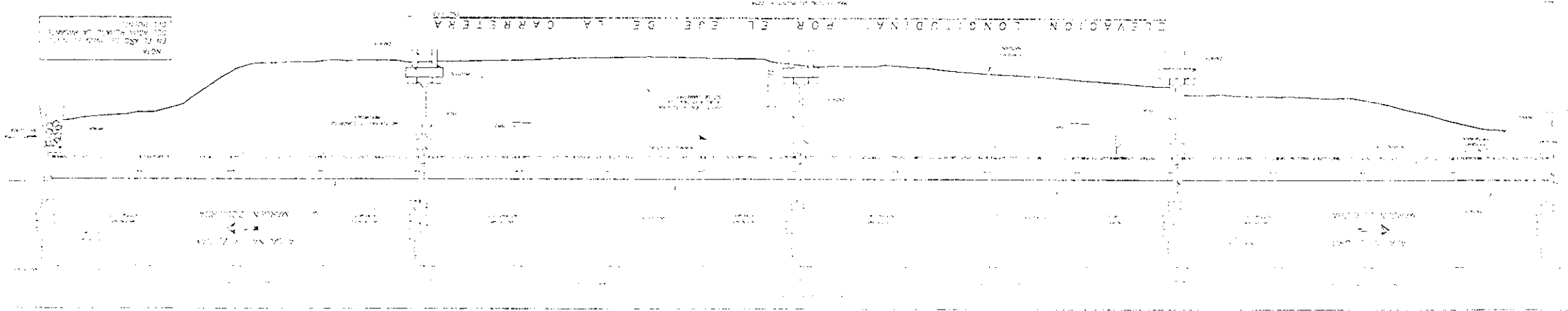
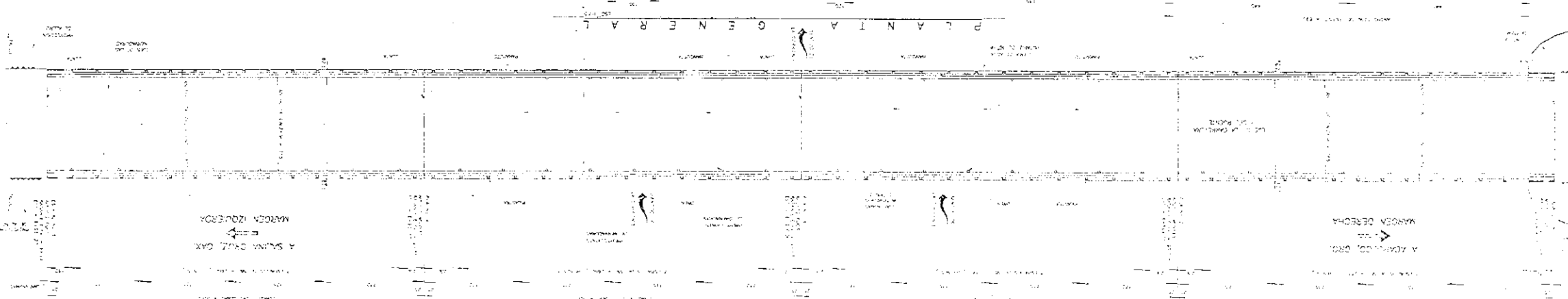
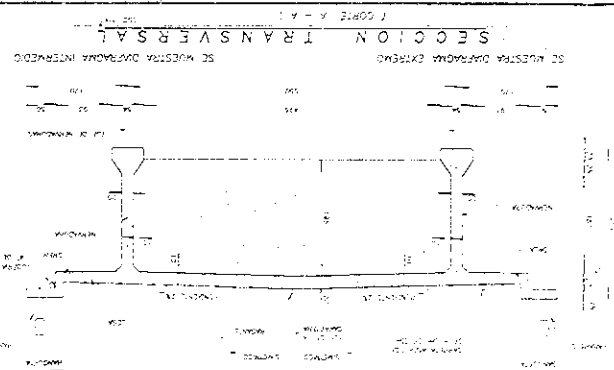
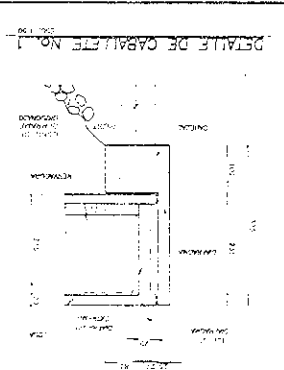
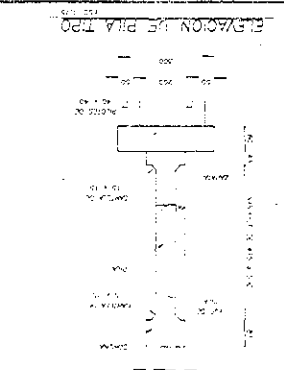
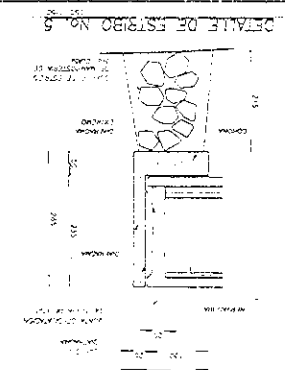
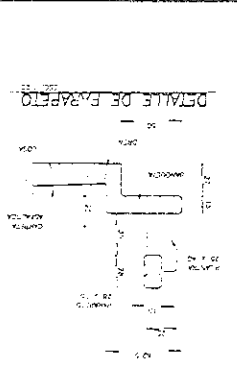
PLANO DE ALINEACION

Este plano muestra la alineación horizontal del puente y la carretera que lo atraviesa. La alineación del puente es recta y tiene una longitud total de 120 metros.

La carretera que atraviesa el puente tiene una anchura de 12 metros y una pendiente transversal de 1:10. El nivel del agua es de 100 metros sobre el nivel del mar.



TESIS PROFESIONAL	
PLANO DE LEVANTAMIENTO GEOMETRICO PUENTE TUNUNCO	
E. C. A. D. A. P. A. G. O. Z.	E. C. A. D. A. P. A. G. O. Z.
ALVARO VARGAS MATEOS TOVAR	



NOTA:
 1. EL ELEVACION LONGITUDINAL POR EL EJE DE LA CARRETERA SE HA HECHO CON EL FIN DE DETERMINAR LA ALTIMETRIA DEL PUENTE Y LA COTA DE LOS PUNTOS DE INTERSECCION DEL PUENTE CON LA CARRETERA.

RESUMEN DE MATERIALES

ALUMNO: MARGARITO MATAYROS TOVAR	FECHA:
GRUPO:	CLASE:
MATERIA:	TITULO:
FECHA:	FECHA:

PROFESIONAL

TESIS

PUENTE TUNIZINGO

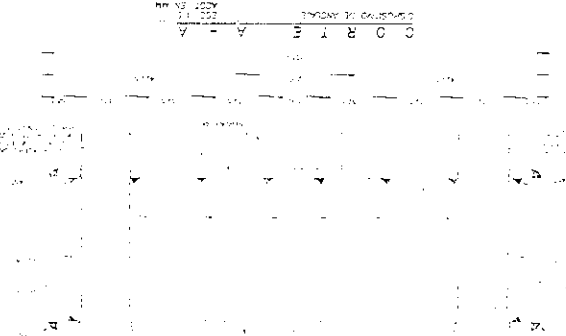
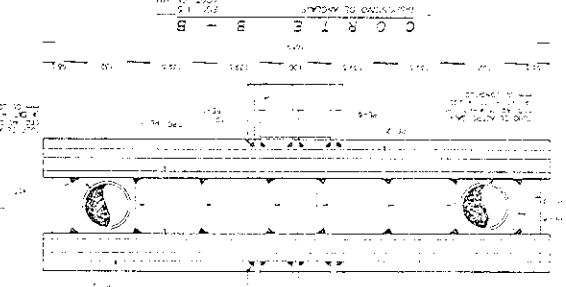
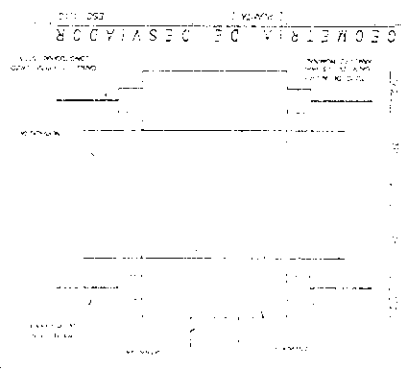
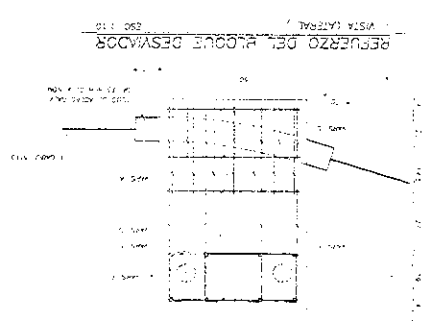
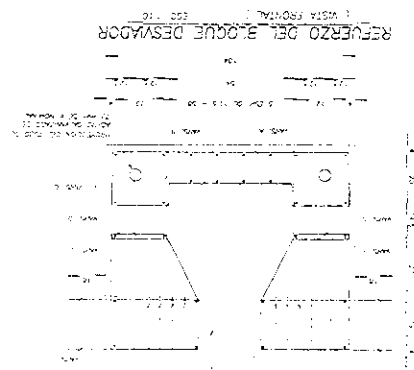
A. ARAZON

RESUMEN DE MATERIALES

ACTO DE CONSTRUCCION: 10/10/1973
ACTO DE ENTREGA: 15/10/1973
ACTO DE CANCELACION: 20/10/1973
ACTO DE CANCELACION: 20/10/1973

ACTO DE ENTREGA: 15/10/1973
ACTO DE CANCELACION: 20/10/1973

ACTO DE ENTREGA: 15/10/1973
ACTO DE CANCELACION: 20/10/1973



NOTAS:

1. INDICAR SECCIONES QUE SEAN NECESARIAS EN LA OTRA PARTE DEL ARCHIVO DE LOS TRABAJOS DE REFORZAMIENTO.

2. INDICAR EN CASOS DE NECESSIDAD, SECCIONES EN EL ANEXO.

ACTO DE ENTREGA	ACTO DE CANCELACION	ACTO DE ENTREGA	ACTO DE CANCELACION

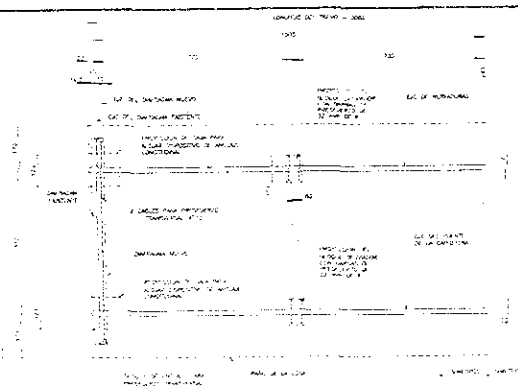
DISPOSITIVO DE ANCLAJE PARA REFUERZO LONGITUDINAL

1. VISTA ELEVACION DEL REFUERZO LONGITUDINAL

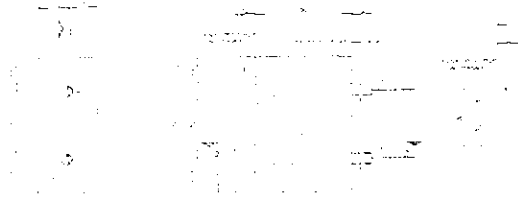
2. VISTA LATERAL

3. VISTA FRONTAL

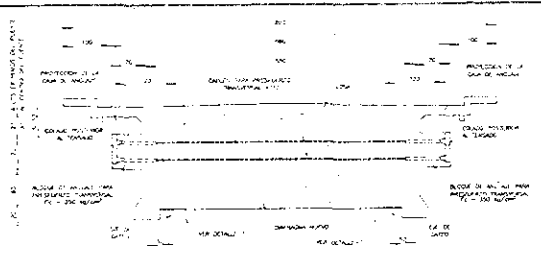
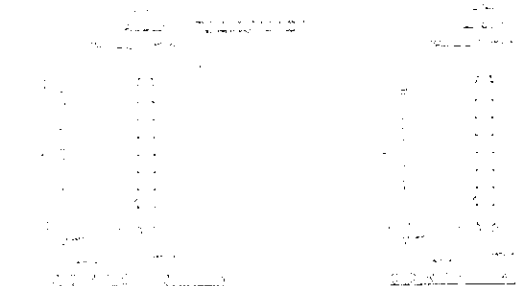
4. VISTA SUPERIOR



PLANTA PARA PRESFUERZO TRANSVERSAL

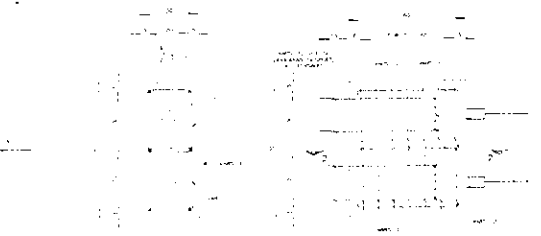


MODELO DE ANCLAJE TRANSVERSAL

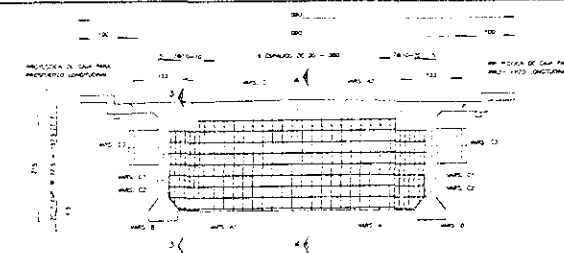
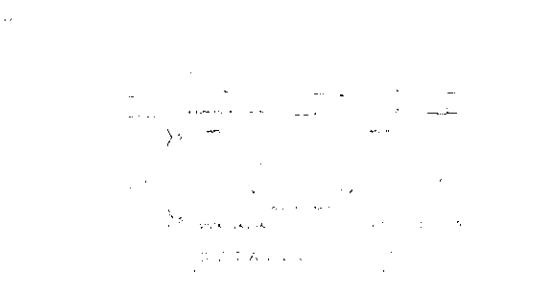


PRESFUERZO TRANSVERSAL EN DIAFRAGMA

DATOS DEL PRESFUERZO					
NO. DE CANTAS	CONVENCION	ESPECIFICACION	AL	ANCLAJE	TENSADO
(CANTAS)	(CANTAS)	(CANTAS)	(CANTAS)	(CANTAS)	(CANTAS)
1.12	1.12	1.12	1.12	1.12	1.12



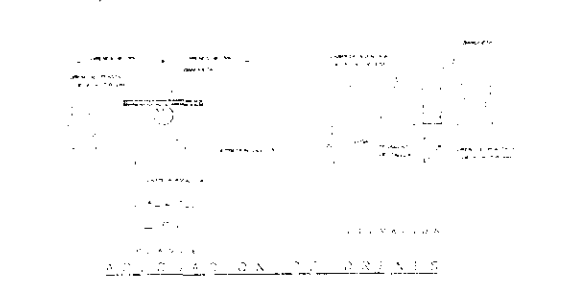
MODELO DE ANCLAJE TRANSVERSAL



REFUERZO TRANSVERSAL EN DIAFRAGMA



MODELO DE ANCLAJE TRANSVERSAL



MATERIALES POR EJE									
LISTA DE VARILLAS									
LOC	VARS	DIAM	LONG	NO. DE BARRAS	NO. DE BARRAS	NO. DE BARRAS	NO. DE BARRAS	NO. DE BARRAS	NO. DE BARRAS
A	40	2	454	494	-	-	-	-	10
B	40	14	521	576	-	-	-	-	14
C	40	14	430	482	-	-	-	-	9
D	40	4	120	20	45	-	-	-	4
E	40	24	450	27	183	10	106	-	-
F	40	6	240	27	56	10	24	-	-
G	40	2	346	27	131	10	7	-	-
H	40	2	337	27	114	10	5	-	-
I	40	20	10	22	21	10	27	-	-
J	40	12	84	3	50	15	10	-	-
K	40	15	60	3	60	-	10	-	-
L	36	5	100	16	5	-	5	-	-
M	40	10	50	3	20	10	5	-	-

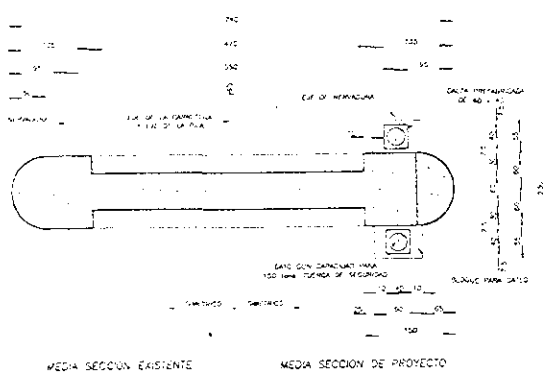
RESUMEN DE MATERIALES

RESUMEN DE MATERIALES

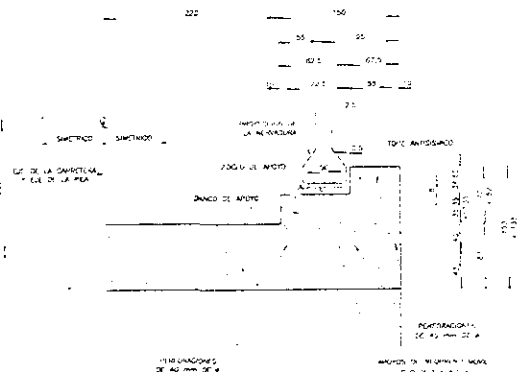
U. N. A. M.

PROFESIONAL: PUENTE TUNANCO

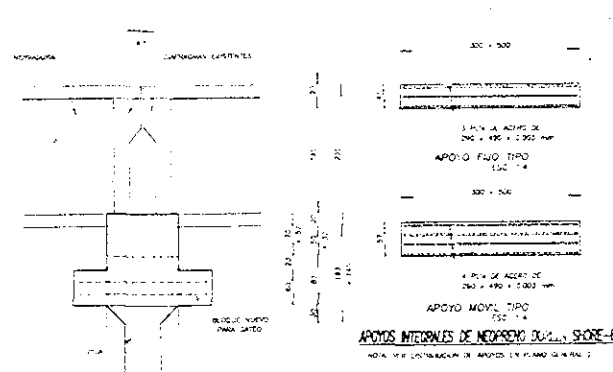
ALICIA MARGARITA MARTINEZ TORRES



PLANTA DE LA PILA
ELEVACION DE LA PILA



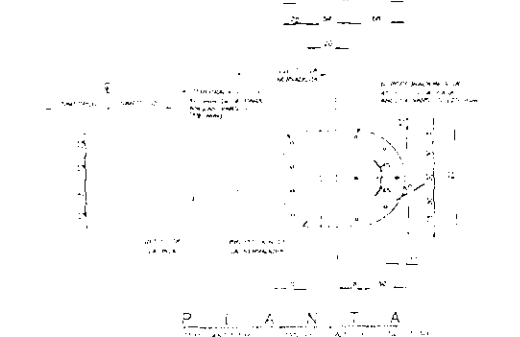
ELEVACION



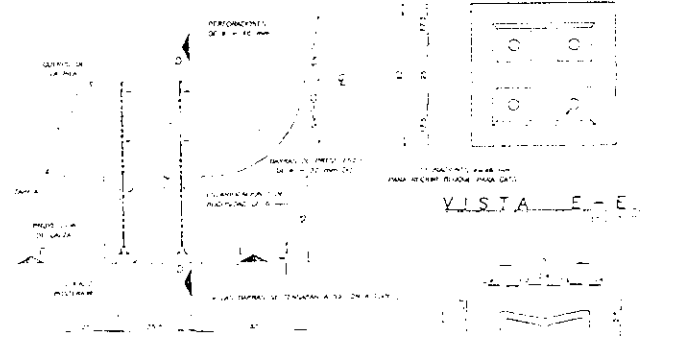
VISTA LATERAL DE LA PILA



PLANTA DE LA PILA



PLANTA DE LA PILA



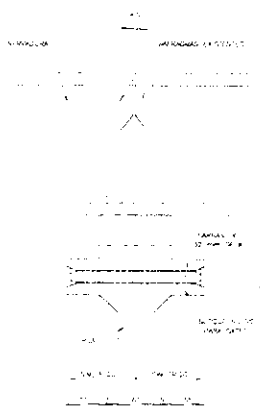
BLOQUE PARA GATEO

JUNTA DE DILATACION JCMY-55

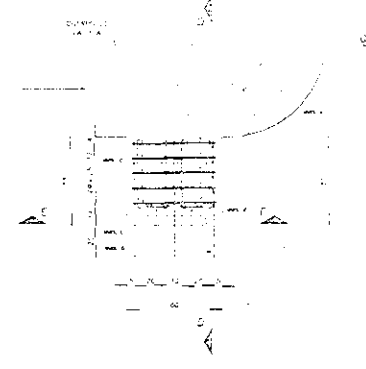
MATERIALES											
LISTA DE VARILLAS											
LOC.	VARS.	e	CANT.	LONG.	ETA.	PROCESO	Q.	W.	C.	PESO	Q.
APYO DE BARRERA	4, 200		40	23	10					57	
	4, 200		40	23	10					57	
APYO DE BARRERA	4, 200		40	23	10					57	
	4, 200		40	23	10					57	
- CONCRETO DE FC = 350 kg/cm ² EN CALZAS PARA GATEO 0.36 m BLOQUE PARA GATEO EN PILES 2.38 m - CONCRETO DE FC = 250 kg/cm ² EN BANCO DE APOYO Y TOPE ANTISISMICO 1.49 m - ACERO DE REFUERZO DE LE. A 4,000 kg/cm ² EN CALZAS PARA GATEO 96.00 kg BLOQUE PARA GATEO EN PILES 936.00 kg BANCO DE APOYO Y TOPE ANTISISMICO EN PILES 368.00 kg - BARRAS DE PRESFUERZO DE Ø = 32 mm EN BLOQUES PARA GATEO 24.000 kg - ACERO ESTRUCTURAL A-36, CON fy = 25.0 kg/cm ² EN PLACAS PARA CALZAS 36.00 kg - PERFORACIONES EN CORONA DE CONCRETO REFORZADO DE Ø=45 mm PARA ANCHOS DE Ø=25 mm, L=40 cm 36.000 kg Ø=40 mm PARA ANCHOS DE Ø=15 mm, L=40 cm 24.000 kg PERFORACIONES Ø = 40 mm EN BLOQUES PARA GATEO, L=120 cm 36.000 kg - CORONAS DE PISA PARA BLOQUES DE GATEO, TOPE ANTISISMICO Y BANCOS DE APOYO 12.75 m - REVISION DE MORTERO S/OUT EN PERFORACIONES PARA COLOCACION DE BARRAS DE PRESFUERZO 71.00 cm ANCHOS DE 25 mm DE Ø 17.00 cm ANCHOS DE 15 mm DE Ø 9.00 cm JUNTA DE DILATACION - ACERO ESTRUCTURAL A-36 EN PLACAS DE ACERO DE 25 x 25 x 5.4 mm PARA SOPORTE 12.75 kg APS DE 76 x 76 x 7.6 mm 88.50 kg - JUNTA tipo JCMY-55 DE NEOPRENO 44.50 m ² - ACERO DE REFUERZO DE Ø = 40 mm Ø=Ø 265.00 kg - DILATACION DE BARRA ASFALTICA 2.40 m - DILATACION DE JUSA Y SERRANINA 1.51 m - CARPETA ASFALTICA EN JUNTA DE DILATACION 2.40 m - CONCRETO EN PILES Y DAMAGUAS FC=250 kg/cm ² 1.71 m ³ APOYOS INTEGRALES DE NEOPRENO DUREZA SHORE-50 ANCHOS MINIMI DE 30 x 30 x 5.7 (85.50 cm ³) 0.000 kg ANCHOS MINIMI DE 30 x 30 x 8.1 (243.00 cm ³) 0.000 kg											

NOTAS:
 ESTE PLANO DE COMPLEMENTA CON EL PLANO DE ALLOCACION DE PILES D. 3.1.4 (REFUERZO) PLANO 1.
 LAS COTAS CON "X" SON PARA LAS PILES D. 3.1.4.
 SE INDICAN, RESERVADO, DECIMAL SET. PARA LAS DIMENSIONES EN BARRA ANTES DEL UNIDAD DE LOS "M" PARA DIMENSIONES DIMENSIONES EN CENTIMETROS, EXCEPTO DONDE SE INDICA OTRA UNIDAD.

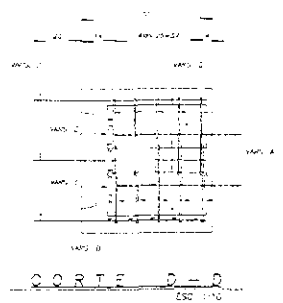
U. N. A. M.
INGENIERIA
PROFESIONAL
PUENTE "JUNZUNGO"



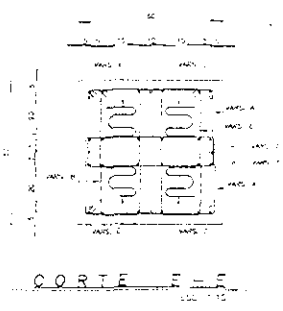
VISTA LATERAL DE LA PUA



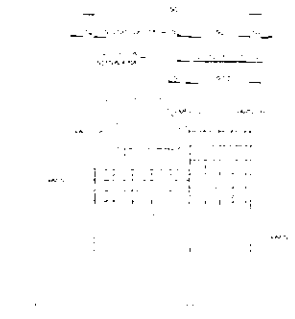
BLOQUE PARA CATEO



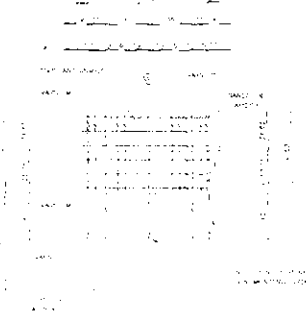
CORTE D-D



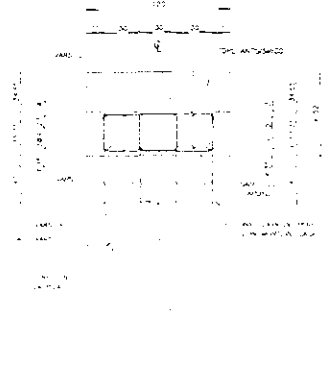
CORTE E-E



ELEVACION



CORTE G-G



CORTE F-F

DATOS DEL TENACAO

...

NOTAS

LISTA DE VARILLAS

LOC	VARIO	Q	CANT.	LONG. (M)	C.R.G.	C.O.S.	Q	D	C	RESO	U
EN BLOQUE PARA CATEO	A	50	76	108				12	12	10	26
	B	50	76	108				12	12	10	26
	C	4	24	70				50	10	-	17
	D	4	24	70				50	10	-	17
EN CUBO DE APoyo Y PUET. TESSICO	E	4	5	310				175	50	10	14
	F	4	5	310				175	50	10	14
	G	4	5	310				175	50	10	14
	H	4	5	310				175	50	10	14

ACORDO ESTRUCT. CAL. 7-88

U. N. A. M.

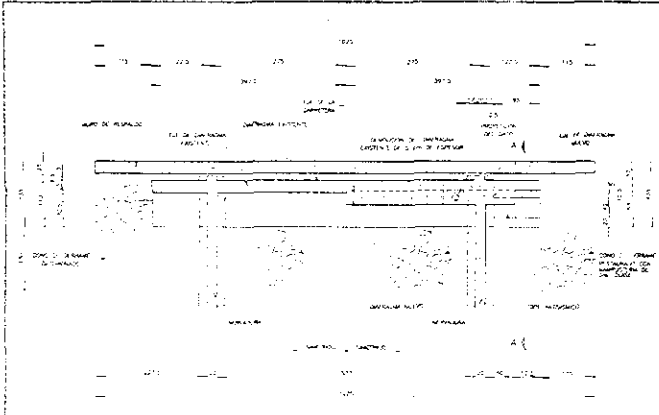
INGENIERIA CIVIL

TESIS

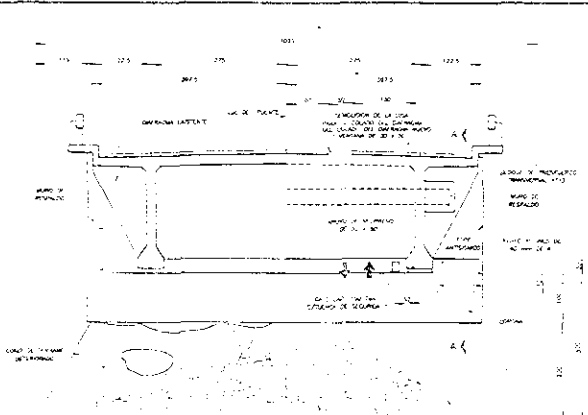
PROFESIONAL

PUENTE TUNZINGO

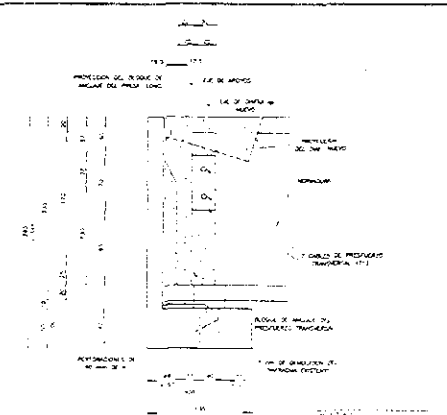
...



PLANTA DE CABALLETE



ELEVACION DE CABALLETE

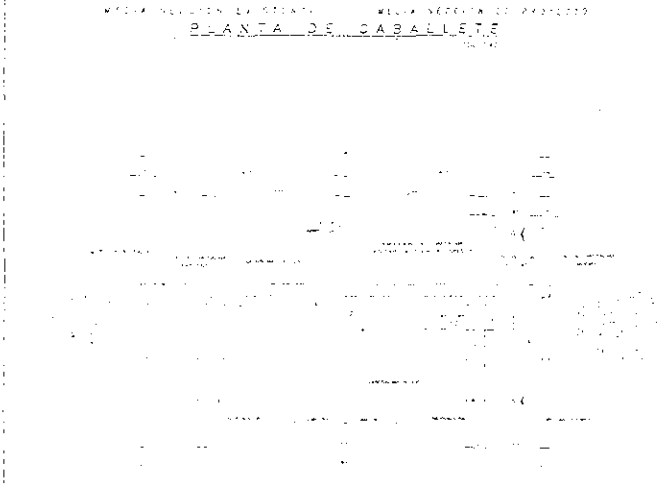


CORTE A-A

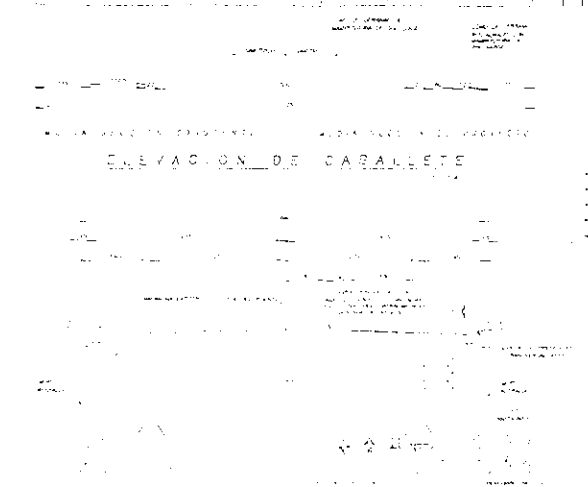
MATERIALES									
LISTA DE VARIAS									
LOC.	AMPS.	E.	CANT.	UNID.	DE	PROV.	Q.	E.	PRECIO
1	50	4	140	g					13
2	40	12	110	g					14
3	40	12	24	g					5
4	5	40	4	342	g				15
5	4	4	25	g					4

CONCRETO DE P.E. 1:2:4	0.22 m ³
TIPO ANCHAS EN TERZO Y CABALLETE	0.32 m ³
TIPO ANCHAS DE ANCHAS EN LOSA	
TIPO ANCHAS DE TIPO A 400	
TIPO ANCHAS DE TIPO B 400	0.40 m ³
TIPO ANCHAS DE TIPO C 400	0.15 m ³
TIPO ANCHAS DE TIPO D 400	0.15 m ³
TIPO ANCHAS DE TIPO E 400	0.15 m ³
TIPO ANCHAS DE TIPO F 400	0.15 m ³
TIPO ANCHAS DE TIPO G 400	0.15 m ³
TIPO ANCHAS DE TIPO H 400	0.15 m ³
TIPO ANCHAS DE TIPO I 400	0.15 m ³
TIPO ANCHAS DE TIPO J 400	0.15 m ³
TIPO ANCHAS DE TIPO K 400	0.15 m ³
TIPO ANCHAS DE TIPO L 400	0.15 m ³
TIPO ANCHAS DE TIPO M 400	0.15 m ³
TIPO ANCHAS DE TIPO N 400	0.15 m ³
TIPO ANCHAS DE TIPO O 400	0.15 m ³
TIPO ANCHAS DE TIPO P 400	0.15 m ³
TIPO ANCHAS DE TIPO Q 400	0.15 m ³
TIPO ANCHAS DE TIPO R 400	0.15 m ³
TIPO ANCHAS DE TIPO S 400	0.15 m ³
TIPO ANCHAS DE TIPO T 400	0.15 m ³
TIPO ANCHAS DE TIPO U 400	0.15 m ³
TIPO ANCHAS DE TIPO V 400	0.15 m ³
TIPO ANCHAS DE TIPO W 400	0.15 m ³
TIPO ANCHAS DE TIPO X 400	0.15 m ³
TIPO ANCHAS DE TIPO Y 400	0.15 m ³
TIPO ANCHAS DE TIPO Z 400	0.15 m ³

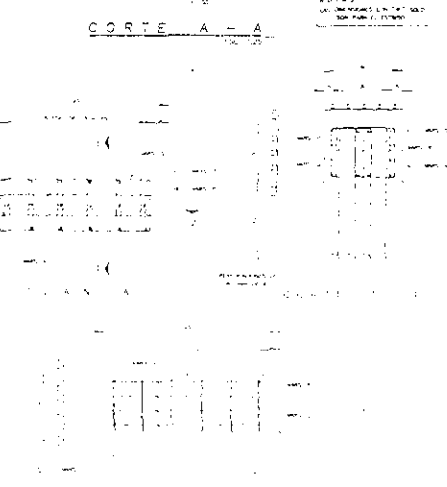
NOTA IMPORTANTE:
 1. ANTES DE COMENZAR EL TRABAJO DE CONSTRUCCION DE LOS ANCHAS EN LOSA DEBE REALIZARSE EL TRABAJO DE FORJADO.



PLANTA DE ALBARRAN

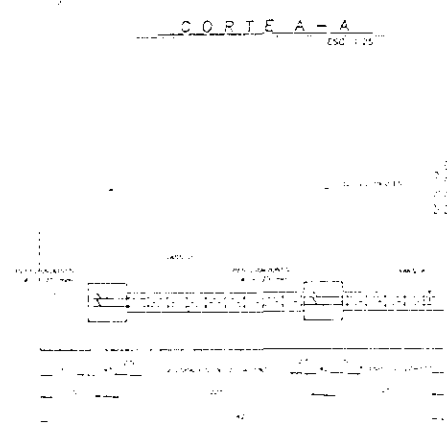
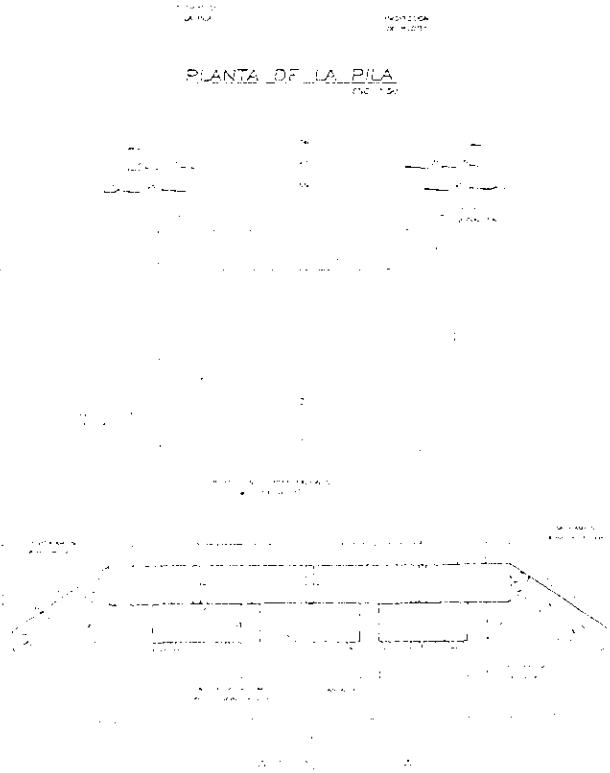
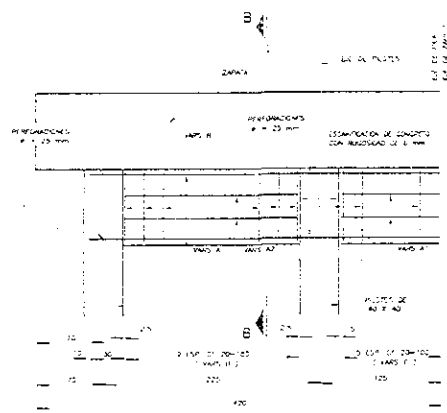
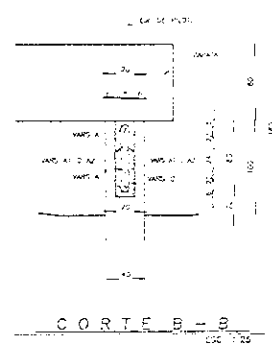
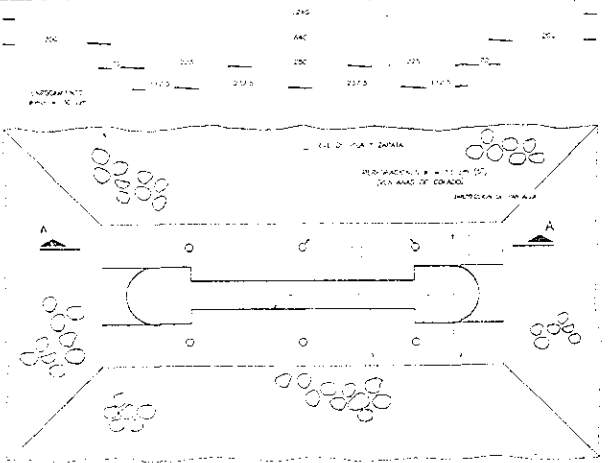


ELEVACION DE ALBARRAN



CORTE A-A

U. N. A. M.
 INSTITUTO TECNOLÓGICO DE CANTÓN
 ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
 TESIS: PUNTO DE FONDO
 PROFESOR: DR. JUAN CARLOS MORALES
 ALUMNO: JUAN CARLOS MORALES
 FECHA: 2015



PLANTA DE PANTALLA
ESC. 1:20

TABLA DE VARILLAS (PANTALLA)									
LOG	T. VAR.	CONDICION	DIAM.	L. (m)	N. DE BARRAS	VOL. (m ³)	PESO (kg)	ESPEC.	NOTAS
	A	DC	4	750		750		54	
	A1	AC	4	200		200		8	
	A2	AC	8	160		160		14	
	B	AC	33	110		110		55	

RESUMEN DE MATERIALES	
ACEPO DE REFUERZO L.E. x 4000 kg/m ³	584.00 kg
CONCRETO f'c = 250 kg/cm ² EN PANTALLA Y ZAPATA	3.02 m ³
PERFORACIONES φ = 12 cm, 157 x 1 = 50 PARA CUADRO DE PANTALLA	5.00 m
PERFORACIONES φ = 25 mm EN PILES DE	
L = 40 cm	40 pzas
L = 30 cm	18 pzas
INYECCION DE RESINA EPOXICA EN PERFORACIONES	4.23 m ³
ESCARIFICACION DE CONCRETO CON RUGOSIDAD DE 6 mm EN	
PILOTES Y ZAPATAS EN CONTACTO CON LA PANTALLA	8.45 m ²
ENCAJAMIENTO (φ = 30 cm)	15.00 m ²
EXCAVACION EN ZONA DE ENCAJAMIENTO	175.00 m ³

- RECOMENDACIONES DE CONSTRUCCION:
- 1.- REALIZAR OBRAS DE ENCAJAMIENTO PARA DESVIAR LA CORRIENTE Y AS-SECTUAR LOS TEGUJOS PERTINENTES
 - 2.- EXCAVAR EL AREA OCUPADA POR EL ENCAJAMIENTO
 - 3.- ESCARIFICAR PILOTES Y ZAPATAS EN ZONA DE CONTACTO CON LA PANTALLA, COMENZANDO CON LAS PERFORACIONES EN LOS PILOTES PARA INTRODUCIR LAS VARILLAS "A"
 - 4.- REALIZAR LAS PERFORACIONES EN LA ZAPATA DE "B" SIN PERJUDICAR EL CUADRO DE LA PANTALLA
 - 5.- REALIZAR EL HABILADO Y ARABADO DE LA PANTALLA
 - 6.- INYECCION DE RESINA EPOXICA EN PERFORACIONES, PREVIA COLOCACION DE LAS VARILLAS "A"
 - 7.- LIMPIAR Y SECAR LA PANTALLA ANTES DE COLOCAR LAS VARILLAS DE USAR, DESPUES DE LA PANTALLA, PRODUCIENDO EN EL VENTILADO Y VENTILACION DE LA EXCAVACION CON AYUDA PARA EL VENTILADO Y VENTILACION EN EL AREA DE LA EXCAVACION, DESPUES DE LA OBRERA PUES MANTENER EL AREA DE PUNTO DE VENTILACION.

NOTAS:

- 1.- REVISAR LAS DIMENSIONES Y LAS DIFERENCIAS EN LAS OBRAS DE ENCAJAMIENTO Y EN LA INSTALACION DE VARILLAS
- 2.- EL ENTENDIMIENTO DE ESTOS PLANOS Y LOS DISEÑOS DE LOS PLANOS DE INGENIERIA DEBEN SER EN UN MOMENTO DE LA OBRERA EN EL AREA DE LA EXCAVACION, DESPUES DE LA OBRERA PUES MANTENER EL AREA DE PUNTO DE VENTILACION.

U. N. A. M.
NACION
TESIS
PROFESIONAL
PUNTO TUNZUNGO
ALVARO MORALES

TESIS : "REFORZAMIENTO Y REPARACIÓN DEL PUENTE TUNZINGO LOCALIZADO EN EL ESTADO DE GUERRERO".

CONCLUSIÓN

CONCLUSIÓN

Los puntos de relevante importancia que se deben de tomar en cuenta, al reforzar y/o reparar puentes existentes son los siguientes:

En primer lugar, para que una reparación y/o reforzamiento de un puente sea efectivo, se debe de garantizar un buen reporte de inspección confiable realizado por un ingeniero con experiencia general en puentes a nivel de un estructurista en combinación con la experiencia de un constructor.

En segundo lugar, para que un reforzamiento de un puente sea efectivo, se debe revisar todos los componentes de la superestructura y subestructura en su estado actual, tomando en cuenta el deterioro normal por el tiempo y los impactos accidentales.

BIBLIOGRAFIA

Sistema de Puentes en México
Secretaría de Comunicaciones y Transporte
Dirección General de Conservación de Carreteras
México, 1996.

Reglamento sobre el peso, dimensiones y capacidad de los vehículos de
autotransporte que transitan en los caminos y puentes de jurisdicción federal.
Secretaría de Comunicaciones y Transporte
Subsecretaría de Transportes
México, 1997.

Normas Técnicas para el Proyecto de Puentes Carreteros
Secretaría de Comunicaciones y Transporte
Dirección General de Servicios Técnicos
Traducción de las Especificaciones de las Normas AASHTO
México, 1984.

Socavación Local en Pilas
A. M. Monforte Ocampo
UNAM
México, 1980.

Manual de Diseño por Sismo
Comisión Federal de Electricidad
México, 1993.

AASHTO " LFRD Bridge Design Specifications "
U.S.A, 1994.