



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA
DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

**"REPARACION DE UN PUENTE DE
CONCRETO ARMADO POR MEDIO
DE PRESFUERZO EXTERIOR"**

T E S I S

Que Para Obtener el Título de
INGENIERO CIVIL.

Presenta
SERGIO AGUILAR SANDERS

MEXICO, D.F.

1995

FALLA DE ORIGEN

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



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.



UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENIDA DE
MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA
DIRECCION
60-1-176/93

Señor
SERGIO AGUILAR SANDERS
Presente.

En atención a su solicitud, me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor **ING. FERNANDO ISUNZA MOHEDANO**, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de **INGENIERO CIVIL**.

**"REPARACION DE UN PUENTE DE CONCRETO ARMADO POR
MEDIO DE PRESFUERZO EXTERIOR"**

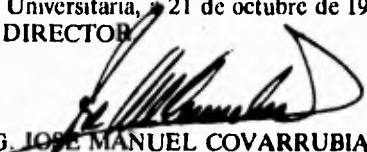
INTRODUCCION

- I. ANTECEDENTES**
- II. PRESFUERZO EXTERIOR**
- III. EJEMPLOS DE LA REPARACION DE UN PUENTE CON PRESFUERZO EXTERIOR**
- IV. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Cd. Universitaria, 21 de octubre de 1993.
EL DIRECTOR


ING. JOSE MANUEL COVARRUBIAS SOLIS

JMCS/RCR*mccm

M.

A mis padres, por estar siempre presentes apoyándome y guiándome,

A mis hermanas, por sus sabios consejos y paciencia,

**A mi familia, -la que se encuentra con nosotros y la
que se nos adelantó en el camino-,**

**al Ing. Fernando Isunza Mohedano, por su
enorme enseñanza,**

a mis amigos,

a Alejandra.

*"Para evaluar una estructura de concreto existente
se requiere del más alto nivel de integridad profesional,
capacidad y conocimiento del Ingeniero evaluador "*

CEB Task Group "Diagnóstico y Evaluación de Estructuras de Concreto", 1989

INDICE

	Página
INTRODUCCION	1
I. ANTECEDENTES	3
I.1 Breve historia del desarrollo de puentes	3
I.2 Desarrollo del presfuerzo	6
I.3 Principio	8
I.4 Métodos para presforzar	11
I.4.1 Pretensado	11
I.4.2 Postensado	12
II. PRESFUERZO EXTERIOR	15
II.1 Diferencias entre presfuerzo exterior y presfuerzo interior	15
II.1.1 Presfuerzo interior	15
II.1.1.1 Pérdidas instantáneas	16
II.1.1.2 Pérdidas diferidas	22
II.1.2 Presfuerzo exterior	25
II.1.2.1 Principio de cálculo	27

III. EJEMPLO DE LA REPARACION DE UN PUENTE CON PRESFUERZO EXTERIOR	31
III.1 Inspección de obra	31
III.1.1 Diagnóstico del puente	34
III.1.2 Antecedentes del puente Santo Toribio	36
III.1.3 Inspección del estado físico del puente	41
III.2 Breve desarrollo del procedimiento de reparación	48
III.2.1 Revisión de la capacidad de carga de la estructura	48
III.2.2 Recopilación de información	50
III.2.3 Cálculo de cargas muertas	51
III.2.4 Selección de cargas vivas y factores de impacto	52
III.2.5 Cálculo de la resistencia nominal	52
III.2.6 Cálculo de solicitaciones	57
III.2.7 Selección de factores de reducción	61
III.2.8 Selección de factores de carga	61
III.2.9 Cálculo de factor de evaluación (R.F.)	62
III.3 Reparación y reforzamiento de la estructura utilizando presfuerzo exterior	63
III.3.1 Cálculo del presfuerzo	63
III.3.2 Trazo de los cables de presfuerzo y cálculo de pérdidas	66
III.3.3 Revisión de esfuerzos	73

III.3.4 Revisión de cortante	78
III.3.5 Inyección de fisuras con resinas epóxicas	78
III.3.6 Cambio de apoyos	78
III.3.7 Cambio de juntas de calzada	82
III.3.8 Dispositivos antivibratorios	83
IV. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	85
ANEXO I - Nomenclatura	87
BIBLIOGRAFIA	89

III.3.4 Revisión de cortante	78
III.3.5 Inyección de fisuras con resinas epóxicas	78
III.3.6 Cambio de apoyos	78
III.3.7 Cambio de juntas de calzada	82
III.3.8 Dispositivos antivibratorios	83
IV. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	85
ANEXO I - Nomenclatura	87
BIBLIOGRAFIA	89

INTRODUCCION

A partir del descubrimiento de los yacimientos petrolíferos a finales de los años setentas y la apertura comercial de México hacia el extranjero a mediados de los años ochenta, se registró un importante incremento en el tránsito de la red carretera, tomando vital importancia la Ingeniería de Puentes, un área que además de interesante, es necesaria para el desarrollo de cualquier sociedad en su entorno político, social y económico.

Ahora, con la firma del Tratado trilateral de comercio, se espera que el crecimiento del flujo vial en nuestra red carretera sea aún mayor.

Si se toma en consideración la topografía tan abrupta que existe en México, fácilmente se llega a la conclusión de que es de gran interés para nosotros el tener un buen dominio de esta disciplina para librar con éxito grandes barrancas, ríos y poder así tener unos caminos de primer nivel en cuanto a eficiencia y seguridad que nos permitan competir a nivel internacional.

El objetivo de este trabajo, es mostrar la importancia que tienen el mantenimiento (o conservación) y la REHABILITACION O REPARACION de los puentes ya existentes, debido a la difícil situación por la que atraviesa el país y que como consecuencia no se cuenta con suficientes recursos para construir obras nuevas en vez de repararlas.

En base a lo anteriormente expuesto, se dará una visión global de lo que implica un puente desde su concepción hasta su puesta en operación, la realización de inspecciones preliminares así como detalladas, su mantenimiento, hasta llegar a las REPARACIONES O REHABILITACIONES, tema del cual me ocuparé específicamente en este trabajo.

En el primer capítulo se verán los antecedentes de los puentes, como se fueron desarrollando diferentes tipo de estructuras hasta llegar a las de concreto reforzado. Así mismo, se verán algunos antecedentes del presfuerzo, su principio y los métodos que existen para presforzar.

Con ésta visión global, se podrá entrar al segundo capítulo en el cual se estudiarán las diferencias que existen entre el presfuerzo interior y el presfuerzo exterior, una breve explicación de pérdidas y cuales son las ventajas que se obtendrán al utilizar el presfuerzo exterior por medio del postensado.

Con los antecedentes de los capítulos I y II, se analizarán los factores que intervienen en la reparación de un puente desde las visitas a la obra para inspeccionar los daños sufridos por la estructura, puntos importantes que no se deben olvidar en dichas inspecciones para llegar a oficinas y determinar en principio los motivos que originaron los daños (PATOLOGIA DE LOS PUENTES) y con esa información determinar el tipo de reparación que requiere la citada estructura para quedar en condiciones de servicio óptimas.

Finalmente en el capítulo IV se darán algunas conclusiones sobre lo que esta sucediendo alrededor del mundo en el área de reparación de obras, así como algunas recomendaciones para conseguir el buen funcionamiento de las estructuras durante su vida útil.

I. ANTECEDENTES

1.1 Breve historia del desarrollo de puentes

La Ingeniería de puentes -aunque no con este nombre-, siempre ha existido. Cuando el hombre de la prehistoria se dió cuenta que necesitaba cruzar un río, buscaba un árbol que hubiera sido derrumbado por el viento. Posteriormente usaba este árbol para colocarlo sobre el río como puente. Después empezó a imitar a la naturaleza derribando el mismo los arboles que requería.

En algunas ocasiones el hombre utilizaba puentes creados por la naturaleza por medio de la erosión de las rocas en un río, por ejemplo.

Con el tiempo, el hombre aprendió a construir sus propios puentes. Hoy en día los puentes hechos por el hombre se encuentran dispersos por todo el mundo. Los materiales de los que están hechos, así como las secciones transversales utilizadas y los claros que libran, son muy variados.

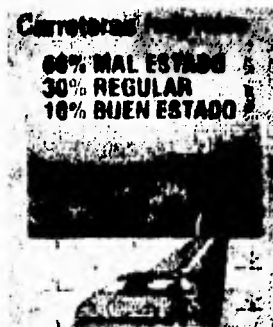
Las cargas que se transmiten de la superestructura a la subestructura, son muy variadas. Así pues, se tendrá la carga muerta que consiste en el peso propio de la superestructura; la carga viva que será el tráfico que circula sobre el puente. Además se tendrán otras acciones como la carga por sismo, por viento, temperatura y por nieve.

A este conjunto de cargas originadas por diferentes motivos, se les llamarán acciones que actúan sobre una estructura, como se verá en capítulos posteriores.

De esta manera, se llega a una de las maneras más sencillas de soportar un puente y que es a través de vigas isostáticas. Una gran cantidad de puentes construidos en México en el pasado fueron concebidos con vigas AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials) y muchos más están siendo construidos de esta manera.

Pero hasta este momento sólo se ha hablado de la historia de los puentes y de su concepción, pero el trabajo de un ingeniero de puentes no debe terminar con la construcción de la estructura y su puesta en marcha. Como cualquier otra estructura, un puente también tiene una vida útil determinada y ésta se podrá ver reducida o incrementada dependiendo del MANTENIMIENTO y conservación que se le de.

Es sabido por todos que la mayoría de los puentes construidos en nuestro país hasta hace algunos años, recibían muy poca o nula conservación. Podemos ver en el siguiente cuadro el estado en que se encuentran las carreteras federales, según la S.C.T.(@)



Si además, se suman otros factores como el desarrollo de la industria del transporte en la que actualmente se fabrican camiones con más ejes y mayores cargas para las que habían sido diseñados los puentes, así como la frecuencia con la que estas nuevas cargas transitan por la red carretera, se tendrá como resultado un deterioro sumamente rápido de estas estructuras y que puede llegar a ponerlas en inminente peligro de colapso.

Cuando aparece un problema de este tipo, se llega a un abanico con varias alternativas: a) Demoler la obra existente y construir una nueva en el mismo sitio, b) Simplemente cancelar la obra existente y desviar el trazo del camino para construir una nueva en un sitio cercano al anterior o c) Estudiar la posibilidad de repararla y adecuarla a las nuevas cargas que transitan sobre ella, es decir, MODERNIZARLA.

Si se hace un rápido análisis de las tres opciones, se llegará a la conclusión de que la gran mayoría de las veces, si no es que todas, la mejor elección será la de modernizar dicha estructura como se verá en el desarrollo de este trabajo.

(@) Periódico El Economista, 7 de abril de 1994.

Lo primero que se debe hacer antes de llegar a la etapa de REHABILITACION O MODERNIZACION, será pasar por otras etapas que se desarrollarán en el capítulo III y que consisten básicamente en los siguientes puntos:

- a) Hacer un inventario de todos los puentes en el país.
- b) Inspección general del puente.
- c) Inspección detallada.
- d) Trabajos de conservación o rehabilitación.

Como ya se mencionó anteriormente, las estructuras que han sido descuidadas, pueden estar en peligro de colapsarse y por ello, es tan importante el objetivo de la CONSERVACION y la MODERNIZACION de las estructuras, para garantizar una seguridad adecuada en la circulación y como segundo objetivo, no menos importante, el de poder conservar el valor económico que tienen intrinsecamente las obras de infraestructura. Por último, es importante enfatizar la importancia de mantener siempre comunicado al País ya que cuando llega a caerse un puente puede ser necesaria una desviación de varias horas, con el consiguiente desperdicio de horas-hombre, combustibles, etc., la molestia en la gente que se ve obligada a desviarse y lo peor de todo, es que la solución, realizada como una obra de emergencia, toma meses.

Citando un estudio realizado en los Estados Unidos -"A Forecast of Bridge Engineering: 1980-2000" (@) - que predice lo que será la industria de la construcción de puentes entre los años de 1980 a 2000, menciona como un punto muy importante la REHABILITACION O MODERNIZACION de viejos puentes así como el someterlos a rigurosas inspecciones para poder detectar a tiempo cualquier anomalía en su funcionamiento y tomar las medidas preventivas y/o correctivas pertinentes.

(@) Virginia Highway and Transportation Research Council - Charlottesville Virginia, junio 1979.

1.2 Desarrollo del Presfuerzo

El presfuerzo por su parte, existe bajo diversas formas, desde hace mucho tiempo. Como ejemplos se tiene a los arcos, bóvedas, las ruedas de bicicleta, las ruedas de carrozas entre otros.

La palabra "**Presfuerzo**", neologismo creado por EUGENE FREYSSINET y a quien se considera padre de este sistema, significa esfuerzo por adelantado. Por tanto, se tiene que el concreto presforzado está sometido, previo a toda carga exterior, a un esfuerzo de compresión que permite suprimir los esfuerzos de tensión que aparecerían normalmente en una pieza de concreto armado. Con esto, se evitan los inconvenientes del concreto armado tales como fisuración, corrosión del acero, etc.

La primera patente de FREYSSINET sobre el presfuerzo, data del 2 de octubre de 1928 y la tituló "Procedimiento de fabricación de piezas de concreto armado"

De hecho, los primeros estudios sobre la precompresión del concreto, son anteriores a los de FREYSSINET. Se pueden citar los siguientes:

- Los intentos de CONSIDERE y BACH de retardar la aparición de fisuras por medio de la compresión del concreto y la pretensión del acero;

- La patente de P.JACKSON en California en 1886, que es la primera aplicación de concreto presforzado;

- Los ensayos de los Alemanes KOENER y LUNDT EN 1907 para limitar la fisuración por tensión del concreto. El resultado obtenido, fue que el concreto no pudo ser comprimido lo suficiente debido a que los efectos de **retracción y flujo** (desconocidos en esos momentos) anulaban casi por completo la precompresión.

Si se suman los efectos antes citados, dará por resultado que estos producen un acortamiento del concreto de casi una parte por millar. Si se tiene en cuenta que el acero que se utilizaba en esos momentos para presforzar era acero de refuerzo y que no era posible elongarlo más de 1.5 partes por millar, se tenía como resultado que se perdían 2/3 partes del presfuerzo aplicado.

Es FREYSSINET quien en 1926 descubre el fenómeno de flujo (deformación lenta debida a la aplicación de cargas) así como las leyes de retracción.

Los primeros puentes de concreto presforzado son realizados con presfuerzo exterior en Alemania. Uno en 1928 con un claro de 68 m y otro en 1936 con un claro de 69 m.

Por otro lado, en el año de 1936 FREYSSINET realizó en Londres una demostración del potencial del concreto presforzado y que resultó de gran impacto al aplicar una presión interna de 14MPa, -equivalentes a una columna de agua de 1400 m-, a un tanque lleno de agua hecho de concreto presforzado. Este tanque pudo resistir antes de presentar las primeras fisuras y empezar a gotear una presión interna 10 veces más grande de lo que hubiera resistido ese mismo tanque hecho de concreto reforzado. Debido a estos resultados fue que FREYSSINET tituló su escrito "Una revolución en las técnicas del uso del concreto".

Es en 1945, al final de la Segunda Guerra Mundial, cuando verdaderamente empieza el desarrollo de este sistema con la creación de la "Societe Technique pour l'Utilisation de la Precontrainte (STUP)" en Francia, que permitió agrupar a ingenieros de primer nivel como E. FREYSSINET, YVES GUYON y PIERRE LEBELLE; por otro lado, en Inglaterra a P.ABELES, en Bélgica G. MAGNEL y en Alemania a F. LEONHARDT.

Desde su descubrimiento hasta nuestros días, la industria del presfuerzo ha presentado grandes avances desde los materiales de los que ahora se dispone para presforzar, hasta las técnicas utilizadas en campo, con lo cual se permite librar claros de casi 900 metros en puentes atirantados como es el caso del Puente de Normandia recientemente inaugurado. Cabe mencionar que en estos momentos el área de Ingeniería de puentes se encuentra en una etapa de transición, ya que en el futuro con el concepto de puentes bi-atirantados, se permitirá librar claros de hasta 3,000 m., asociando las técnicas del atirantamiento y del presfuerzo.

1.3 Principio

Una manera muy sencilla de explicar el principio del presfuerzo, se puede realizar con la ayuda de unos libros, que a final de cuentas pueden representar los tramos prefabricados de un puente.

Se tomarán ocho libros iguales de tamaño y se unirán con su lado más largo en sentido horizontal (fig. 1-1).

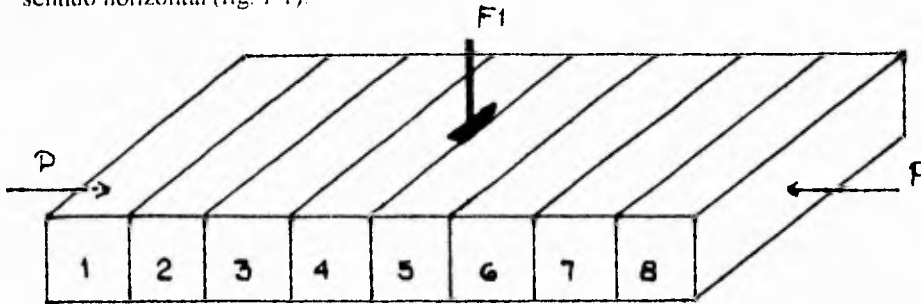


Fig. 1-1. Libros unidos por compresión con la inercia menor.

Ahora se aplicara una fuerza $F1$ a la mitad del claro justo en la unión de los libros. Se puede constatar que la falla se produce por la abertura de la unión inferior de los libros 4 y 5, como si el esfuerzo P estuviera aplicado por encima del núcleo central.

Por otro lado, si se unen los libros con su lado más largo en sentido vertical (fig. 1-2), se tendrá que la carga $F2$ de falla será mucho más grande que la $F1$.

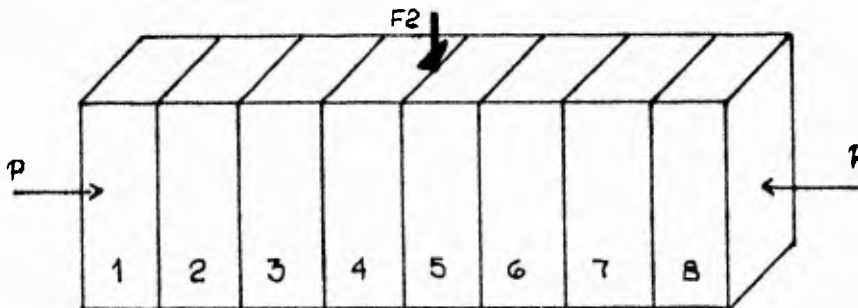


Fig. 1-2. Libros unidos por presfuerzo con la inercia mayor.

Si se desplaza la posición del punto de aplicación del esfuerzo P hacia abajo, el esfuerzo de falla F3 se elevará aún más teniendo que:

$$F3 > F2 > F1$$

La fricción de un bloque sobre el otro, transmite el esfuerzo cortante. Este esfuerzo cortante resistente es mejorado por la presencia del presfuerzo P y por la superficie en contacto.

Así pues, se puede concluir que la capacidad de carga se puede mejorar por:

- i) Una inercia muy grande ($F2 > F1$);
- ii) Una excentricidad del esfuerzo aplicado P, dirigida hacia abajo ($F3 > F2$)

Entre las principales ventajas y desventajas que se le pueden encontrar al concreto presforzado, se tienen las siguientes:

VENTAJAS

- El concreto situado alrededor de los cables de presfuerzo está casi siempre comprimido, limitando así los riesgos de corrosión de los aceros.
- La fuerza del presfuerzo, actúa en sentido inverso a las cargas exteriores, limitando las deformaciones. De esta manera, se obtiene una disminución en las flechas de las vigas y del peralte de las mismas.
- Las estructuras con alto límite elástico en concreto presforzado, son más baratas que las de concreto reforzado -con una fuerza equivalente de acero de refuerzo-.
- La posibilidad de librar grandes claros.
- El poder ensamblar los elementos prefabricados sin andamiaje ni concreto de segunda fase.

DESVENTAJAS

- La necesidad de fabricar los concretos más resistentes, principalmente con 28 días de anticipación. Se debe mencionar que para obtener un concreto más resistente, se necesita llevar un mejor control de calidad de los materiales utilizados para llegar sin problema a la resistencia de proyecto.
- Se requiere de un personal calificado para la verificación de la colocación de las vainas y cables para la puesta en tensión de los mismos.
- Los cálculos son en general más complejos que los que se realizan en las estructuras de concreto armado.

1.4 Métodos para presforzar

El presfuerzo se puede aplicar al interior del concreto con cables -formados por torones-, torones independientes o barras. Otra manera es aplicarlo al exterior del concreto.

Se verá a continuación en forma breve, los procedimientos para presforzar interiormente, ya que en el siguiente capítulo se tratarán con más detalle las diferencias que hay entre el presfuerzo interior (cualquiera que este sea) y el presfuerzo exterior.

1.4.1. Pretensado

Este método como su nombre lo menciona, consiste en tensar los cables por adelantado. Esto significa que en una viga -por ejemplo- se realiza el armado de la misma, se tensan los cables de presfuerzo en una cama y posteriormente se lleva a cabo el colado. Cuando el concreto ha llegado a una resistencia determinada (resistencia a la transferencia) se cortan los cables de los extremos quedando aplicado en ese momento el presfuerzo a la pieza por adherencia.

Generalmente se colocan varias piezas y se curan a vapor para poder obtener rápidamente la resistencia necesaria para cortar los cables. Algunas de las limitantes que existen en este método es que no se puede fácilmente fabricar piezas de gran longitud ya que muchas veces el transporte y los caminos lo impiden. Aún cuando llegara a ser posible transportar estas piezas, se volvería antieconómico.

Una sección transversal típica de una viga AASHTO tipo III presforzada (pretensada) es como la que se muestra a continuación (fig. 1-3):

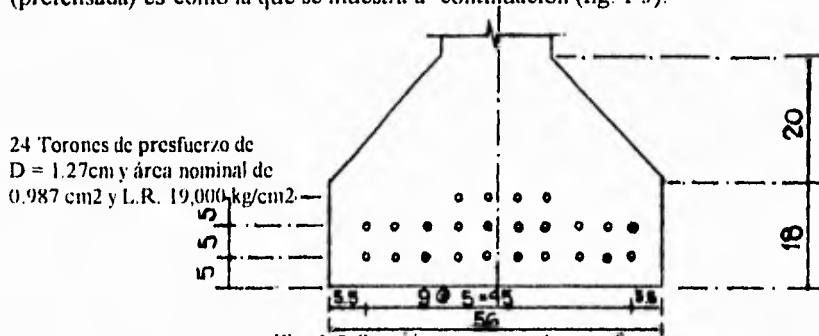


Fig. 1-3 Sección transversal - presfuerzo-

También si se observa una elevación (fig. I-4) de esta misma pieza, se verá que las longitudes sobre las cuales trabajan los torones a lo largo de esta pieza no son iguales. Esto se debe a que en los extremos ya no es necesaria la fuerza de presfuerzo por lo que es necesario enductar o engrasar cierto número de torones.

Por último, es importante mencionar que el presfuerzo aplicado, se ve disminuido por efecto de las pérdidas, las cuales deberán ser consideradas para un buen funcionamiento de la pieza.

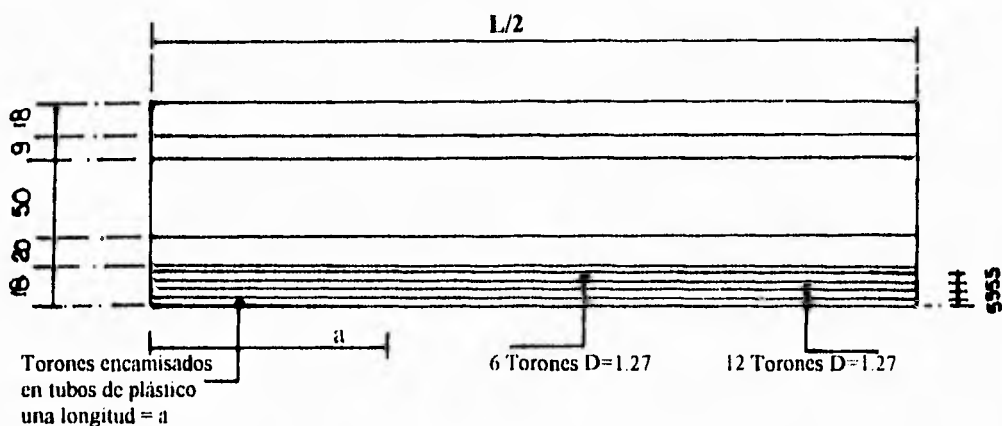


Fig. I-4 Media elevación de viga pretensada.

1.4.2 Postensado

Otro método de presforzar que ha tenido gran desarrollo por su gran versatilidad es el del Postensado. En este caso a diferencia del pretensado, se arma la viga, se colocan unos ductos de acuerdo al trazo indicado en los planos los cuales van apoyados sobre unas silletas para mantenerse en su posición en todo momento y se introducen los cables.

Una vez que el concreto haya llegado a la resistencia requerida se podrá proceder a tensar para que finalmente se anclen estos cables con unas cuñas y así quede presforzada la pieza.

Este procedimiento generalmente se realiza en campo por lo que el tamaño de la pieza no llega a ser una limitante. Como otro punto importante, podemos mencionar que el postensado permite realizar tensados de 2a. fase para no generarle demasiados esfuerzos de tensión a una trabe en el tensado inicial. Esto se logra tensando los cables de 1a. fase con la trabe sola y posteriormente se cuele la losa, lo que nos aumenta el peso y la sección. Con esta nueva sección se puede proceder con el tensado de los cables de 2a. fase.

A continuación se puede apreciar también una sección típica de una viga postensada (fig. I-5) en la cual se puede observar la diferencia que existe con una viga pretensada.

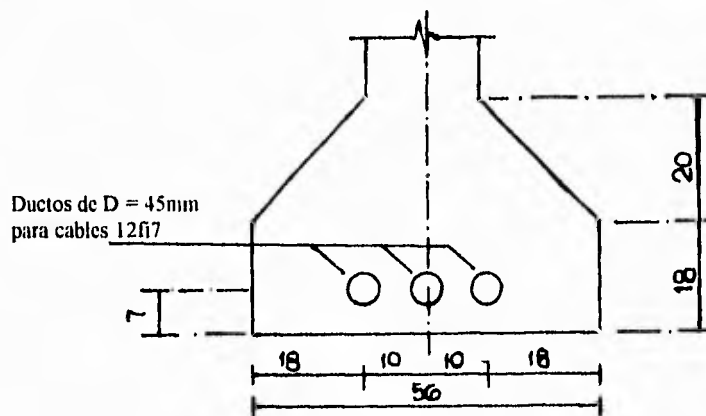


Fig. I-5 Sección transversal - presfuerzo -

Así mismo, en la elevación (fig. I-6) se puede ver como difiere el trazo de una viga pretensada con el de una viga postensada. Esto se debe a que en el postensado los cables se colocan en el extremo de manera que no generen un momento y al centro del claro se les puede aumentar o disminuir la excentricidad para aumentar los esfuerzos provocados por el presfuerzo sobre la pieza.

No se debe olvidar mencionar que los ductos de los cables deben ser inyectados con lechada una vez que se han tensado, para evitar la entrada de agua a los ductos que pueda dañar el presfuerzo.

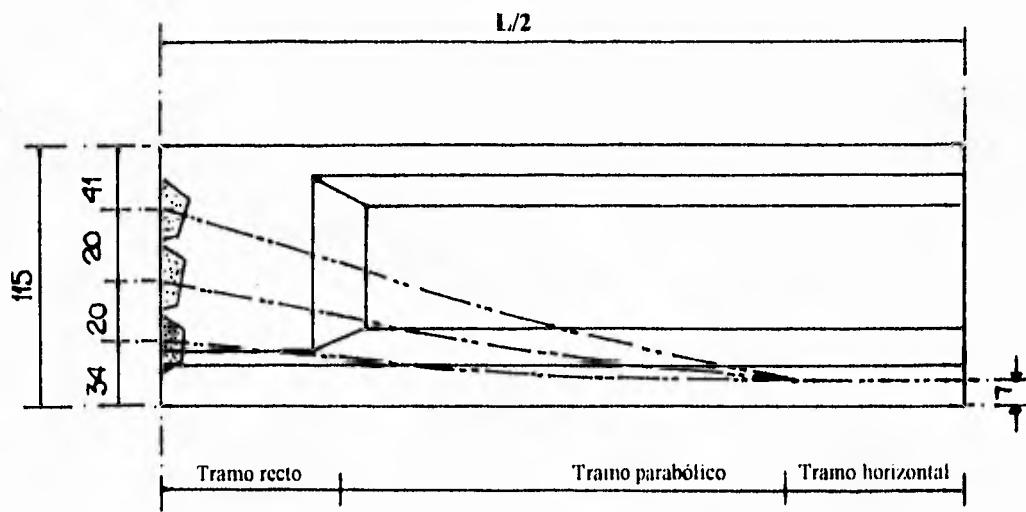


Fig. I-6 Media elevación de viga postensada.

II. PRESFUERZO EXTERIOR

II.1 Diferencias entre presfuerzo exterior y presfuerzo interior

En el capítulo anterior se trataron los métodos que existen para presforzar y que son el pretensado y el postensado. Sin embargo, solo se mencionó que el presfuerzo se puede aplicar tanto al interior de una pieza como al exterior sin señalar que existen diferencias importantes principalmente en lo que se refiere a la parte de las pérdidas.

Como el presfuerzo exterior solo puede ser aplicado por medio del postensado, las comparaciones que se realicen del presfuerzo exterior e interior se referirán en ambos casos a la aplicación del método del postensado.

Por lo tanto, en el desarrollo de este capítulo, cuando se hable de presfuerzo exterior o interior se dará por entendido que se hace referencia al presfuerzo aplicado por medio del postensado. En caso de ser necesario, se mencionará cuando se trate específicamente del pretensado.

Se empezará por describir la forma de trabajar del presfuerzo interior, para después poder hacer la comparación con el presfuerzo exterior.

II.1.1 Presfuerzo interior

La aplicación del presfuerzo interior se realiza dejando en la trabe colada unos ductos con un trazo predefinido, en los cuales se insertarán los cables a tensar. En el momento de realizar el tensado de estos cables se originan unas pérdidas de presfuerzo que dejan a la pieza con una fuerza menor a la que inicialmente se le aplicó.

Es muy importante considerar estas pérdidas ya que la pieza estará trabajando en servicio con una fuerza menor a la del tensado pudiéndonos originar tensiones en el concreto que como todos sabemos resiste muy poco a estos esfuerzos.

Para profundizar un poco más en el tema de las pérdidas, se empezara por diferenciarlas en dos grupos: INSTANTANEAS y DIFERIDAS.

Las PERDIDAS INSTANTANEAS, que son las que ocurren durante la construcción del elemento y se subdividen en:

- Pérdidas por fricción.
- Deslizamiento de la cuña al anclarse.
- Acortamiento elástico del concreto (No simultaneidad al tensado).

Por otro lado las PERDIDAS DIFERIDAS, que como su nombre lo dice, ocurren a largo plazo, se subdividen en:

- Pérdidas por contracción del concreto.
- Pérdidas por flujo plástico del concreto.
- Pérdidas por relajación del acero de presfuerzo.

A continuación se realizará una breve descripción de los diferentes tipos de pérdidas para tener una mejor comprensión del comportamiento del presfuerzo.

II.1.1.1 Pérdidas instantáneas

- Fricción:

Este tipo de pérdida ocurre debido al rozamiento que se genera entre el cable que está siendo tensado y el ducto, originando una disminución de los esfuerzos a todo lo largo del cable.

Los motivos para que exista este rozamiento, son principalmente 2:

- el trazo del cable (con curvatura).
- desviación no intencional del cable.

Observemos en la figura II-1 las fuerzas radiales que existen en el ducto y que provocan las pérdidas antes descritas.

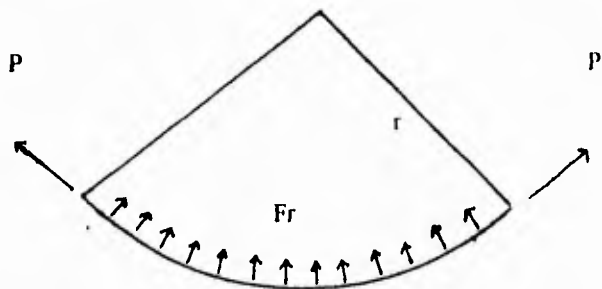


Figura II-1 Fuerzas radiales que provocan fricción del cable contra el ducto

Esta es la primera pérdida que ocurrirá durante la fase de tensado de una trabe.

La expresión para obtener las pérdidas por fricción y por cambio de dirección es la siguiente:

$$\Delta\sigma = \sigma_{pu} \{ 1 - e^{(-f\alpha - \varphi x)} \}$$

en donde:

α : suma de los ángulos en el punto de estudio de abscisa "x" al anclaje.

f : coeficiente de fricción angular.

φ : coeficiente de fricción lineal.

Se puede observar en la tabla II-1 (a) y (b) los valores de "f" y "φ" recomendados por diferentes reglamentos como son el BPEL -Francés- y AASHTO -Norteamericano- respectivamente. Estos valores se han obtenido en base a mediciones realizadas sobre traves postensadas. Se aprecia en estas tablas como varían estos coeficientes dependiendo de varios factores como son el radio de curvatura del cable y el tipo de ducto en el que se alojan los cables, entre otros.

CASO	Tipo de Presfuerzo	ρ		ϕ
		$3 \leq R \leq 6$ (en m.)	$R > 6$ (en m.)	
I Cables que no atraviesan superficies de unión.	ALAMBRES ----- 100	22-R ----- 100	0.16	0.002
	TORONES	24-R ----- 100	0.18	
II Cables que atraviesan superficies de unión del concreto	ALAMBRES	24-R ----- 100	0.18	0.003
	TORONES	26-R ----- 100	0.20	

(a) Reglamento BPEL

Tipo de Presfuerzo	Tipo de ducto	k/ft.	μ
Alambres o torón sin galvanizar	Metálico sin galvanizar	0.0020	0.30
	Metálico galvanizado	0.0015	0.25
	Engrasado	0.0020	0.30
Barras de Presfuerzo	Metálico sin galvanizar	0.0003	0.20
	Metálico galvanizado	0.0002	0.15

(b) Reglamento AASHTO

Tabla II-1 Coeficientes de fricción angular y desviación parásita. Reglamentos BPEL y AASHTO.

- Deslizamiento de la cuña al anclarse:

Esta pérdida ocurre en el momento en el que se liberan el (o los) cable(s) del gato utilizado para tensarlos, para permitir que se anclen en la cuña prevista para este fin. Este es un valor que da el fabricante y que él lo ha obtenido a través de diversas pruebas. Se puede observar en las figuras II-2 y II-3 con un poco más de claridad lo que significa esta pérdida.

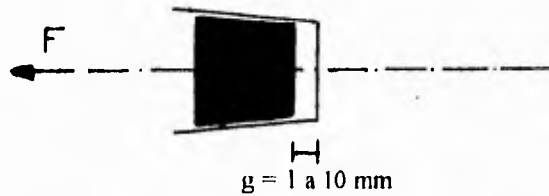


Figura II-2 Entrada de cuña (g). Valor dado por el fabricante.

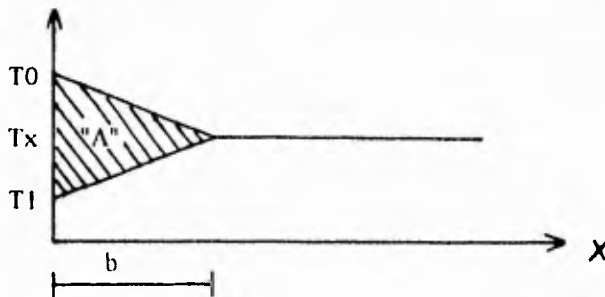


Figura II-3 Efecto que provoca la entrada de cuña.

donde.

b = punto hasta donde existe pérdida de presfuerzo debido a la longitud de entrada de cuña.

A = área sombreada.

T_0 = Tensión antes de la pérdida por entrada de cuña.

T_1 = Tensión después de la pérdida por entrada de cuña.

además se admite que $T_0 - T_x = T_x - T_1$

Para obtener las pérdidas por entrada de cuña se utilizará la sig. expresión:

$$\frac{A}{2} = \frac{E_p * g}{2}$$

en la cual se irán calculando las áreas acumuladas en diferentes puntos en donde se tenga el valor del esfuerzo, hasta igualar el valor del segundo término ($E_p * g/2$)

en donde:

E_p : módulo de Young del acero (kg/mm²)
 g : entrada de cono (mm)

- Acortamiento elástico del concreto (no simultaneidad):

El tensado de todos los cables en una viga no se realiza simultáneamente, por lo tanto ocurrirá el acortamiento elástico que se puede explicar como sigue:

a) Se tensa el primer cable y después de las pérdidas por fricción y entrada de cuña, queda aplicada una fuerza P.

b) Se tensa el segundo cable. En este momento el concreto sufre una compresión mayor a la inicial provocando que se acorte la pieza. Este acortamiento de la pieza es el que hace que el primer cable ya no siga teniendo la misma fuerza. En este momento los cables tienen la sig. fuerza:

CABLE 1 = (P - menos pérdida por acortamiento debida al cable 2)
 CABLE 2 = P inicial.

Se puede observar este fenómeno en la figura II-4.

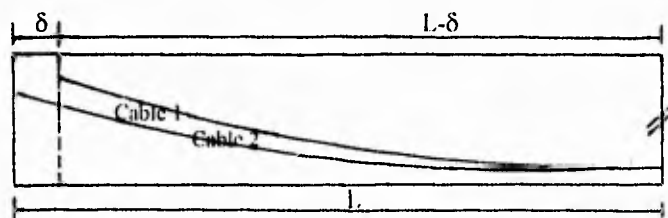


Figura II-4 Se observa acortamiento de la pieza por no simultaneidad al tensado

c) Resumiendo, si tensan "n" cables, cada uno tendrá al final la siguiente fuerza:

- CABLE n - P
- CABLE n-1 - P - pérdida debida a los n-1 cables tensados
- CABLE n-2 - P - pérdida debida a los n-2 cables tensados
- CABLE n-3 - P - pérdida debida a los n-3 cables tensados

De esta manera, la expresión para obtener las pérdidas por acortamiento elástico será la siguiente:

$$\Delta\sigma_n = \frac{1}{2} \cdot \frac{E_p}{E_{ij}} \cdot \sigma_{bco}$$

en donde:

E_p : módulo de Young del acero.

E_{ij} : módulo de Young instantáneo del concreto a j días.

$$E_{ij} = 15,100 (f_{cj})^{1/2} \quad (ACI)$$

σ_{bco} : esfuerzo de compresión del concreto al centroide de los cables por la acción del presfuerzo y de las acciones permanentes (peso propio) al día "j" de la puesta en tensión (fuerza total de los N cables menos pérdidas por fricción y entrada de cuña).

Resumiendo, se tiene que el valor de las pérdidas instantáneas será la suma de:

Total pérdidas instantáneas	=	Pérdida por Fricción	+	Pérdida por Entrada de cuña	+	Pérdida por Acortamiento Elástico
-----------------------------	---	----------------------	---	-----------------------------	---	-----------------------------------

II.1.1.2 Pérdidas diferidas

- Contracción del concreto:

La retracción es un fenómeno de acortamiento del concreto con el paso del tiempo, debido a una evaporación del agua excedente contenida en el concreto y a unas reacciones químicas. La retracción se da principalmente en los primeros meses después del colado del concreto.

Se tendrá que la pérdida de tensión en los cables se obtendrá con la siguiente expresión:

$$\Delta\sigma_r = E_r [1 - r(T_0)] * E_p$$

donde:

T_0 = edad del concreto cuando se aplica el presfuerzo

E_r = deformación específica del concreto a tiempo infinito

Se pueden aceptar los siguientes valores de E_r :

-4
 $1.5 * 10^{-4}$ Climas muy húmedos

-4
 $2.5 * 10^{-4}$ Clima moderado (México)

-4
 $3.5 * 10^{-4}$ Climas secos

r = fracción de la contracción que ya ha ocurrido en el concreto antes de la aplicación del presfuerzo (tiempo T_0); es función de la edad del concreto en el momento de aplicar el presfuerzo

	D I A S								A Ñ O S	
Edad	1	3	7	14	28	90	180	365	2	5
r	0.02	0.08	0.12	0.18	0.27	0.46	0.58	0.70	0.80	0.88

- Flujo plástico del concreto:

El flujo se caracteriza por un aumento en la deformación del concreto durante el tiempo.

Así pues, se tendrá que una pieza que se encuentra comprimida, sufre un acortamiento instantáneo E durante su puesta en tensión, y posteriormente puede llegar a tener una deformación total de tres veces el valor de la deformación instantánea.

El flujo corresponde a una deformación en el tiempo con un esfuerzo constante

Se puede calcular esta pérdida con la siguiente expresión:

$$\Delta\sigma_r = 2 \left[\frac{\sigma_M + \sigma_\alpha}{2} \right] \frac{E_p}{E_i}$$

donde:

σ_α = representa el esfuerzo de compresión del concreto al centroide de los cables a tiempo infinito por efecto de todas las cargas muertas y la acción del presfuerzo después de las pérdidas instantáneas.

σ_M = idem, pero para el valor máximo (al inicio).

E_i = módulo de Young instantáneo del concreto a un tiempo infinito.

E_p = Módulo de Elasticidad del acero.

- Relajación del acero de presfuerzo:

La relajación del acero es una pérdida de tensión a longitud constante.

Ella depende de la naturaleza del acero, del tratamiento al que haya sido sometido y se distinguen los siguientes:

- Relajación normal
- Baja relajación

Un acero se caracteriza por su relajación a 1000 horas expresada en porcentaje. Se tendrá por lo general que para los aceros de baja relajación es de 2.5 % y para los aceros de relajación normal es de 8 %. Estos son datos que el fabricante debe proporcionar y que él a su vez ha obtenido de diversos ensayos y pruebas.

La pérdida por relajación es la siguiente:

$$\Delta\sigma_p = \frac{6}{100} P1000 \left\{ \frac{\sigma_{pi}}{f_{prg}} - \mu_0 \right\} \sigma_{pi}$$

en donde:

P1000 = relajación del acero a 1000 horas en %

μ_0 = 0.43 para aceros TBR (aceros de baja relajación)

μ_0 = 0.30 para aceros RN (aceros de relajación normal)

μ_0 = 0.35 para los otros aceros.

f_{prg} = esfuerzo de ruptura del acero.

σ_{pi} = esfuerzo inicial tensado - pérdidas instantáneas

Resumiendo la parte de pérdidas diferidas, se tiene que se pueden obtener con la expresión escrita a continuación:

$$\begin{array}{rcccc} \text{Total pérdidas} & & \text{Pérdida por} & \text{Pérdida por} & \text{5 Pérdida por} \\ \text{diferidas} & = & \text{contracción} & \text{flujo plástico} & \text{6 relajación} \\ & & + & + & - \end{array}$$

Como podemos observar existe un coeficiente de 5/6 en la pérdida por relajación del acero. Esto se debe a que las pérdidas diferidas son concomitantes y la pérdida por relajación disminuye los efectos de retracción y flujo en el concreto.

II.1.2 Presfuerzo exterior

En la mayoría de los casos, el presfuerzo se aplica al interior de una pieza. Los principales motivos son los siguientes:

- Transferir la acción del cable al concreto de manera continua.
- Proteger los cables contra agentes exteriores como corrosión, golpes, etc.

Sin embargo, en fechas recientes, se ha desarrollado nuevamente con gran importancia la utilización del presfuerzo exterior -que se encontraba en desuso por no existir formas adecuadas de proteger el acero de la corrosión-. Las razones son muy diversas:

- Se puede aplicar fácilmente a estructuras ya existentes para aumentarles su capacidad de carga. A esto le llamaremos MODERNIZACION.

- De la misma manera, se aplica a estructuras que presentan daños importantes como fisuras o grietas por cortante y flexión, inyectando las fisuras y posteriormente aplicando el presfuerzo. En estos casos este procedimiento se llamará REPARACION.

- Los cables exteriores se pueden inspeccionar con bastante facilidad y mediante algunas precauciones es posible medir la tensión efectiva en los mismos. Además, en caso de ser necesario, existe la posibilidad de cambiar los cables defectuosos o dañados lo que dará una mayor vida útil a la estructura.

- Los coeficientes de fricción y de desviación parásita se vuelven de cero a todo lo largo de la pieza debido a que el trazo es recto (excepto donde existen cambios de dirección), reduciendo de manera importante las pérdidas. En la fig. II-5 podemos observar un trazo típico de presfuerzo exterior en una trabe intermedia de un puente continuo.

- La colocación del concreto y sobre todo su vibrado en almas sin ductos es mucho más fácil, teniendo una mejor garantía de calidad sobre el mismo.

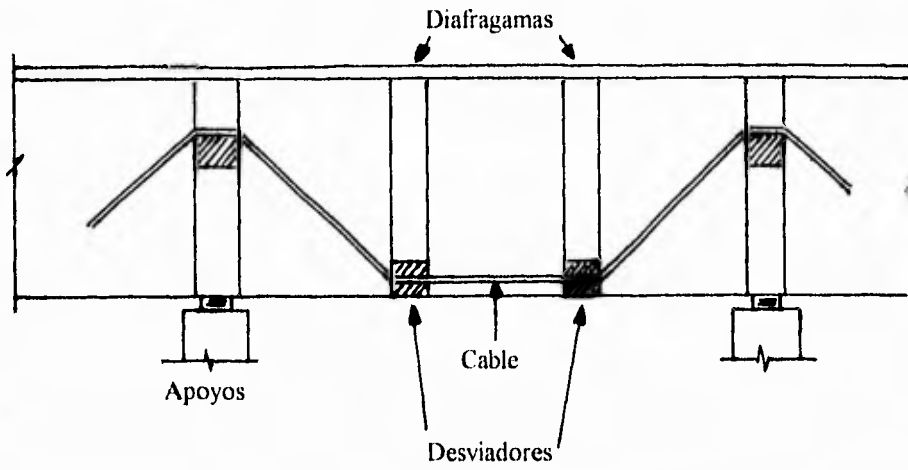
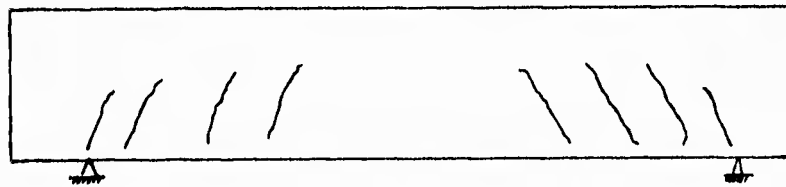


Fig. II-5 Trazo de presfuerzo exterior

Para poder hablar de MODERNIZACIONES o REPARACIONES, es obvio que antes de proponer una solución al problema, se deben de investigar las causas que lo están originando. Así pues, si se estudia el origen de los daños que sufren las traves, se encontrará que generalmente siguen un patrón, atendiendo a la naturaleza del problema. De esta manera, se pueden clasificar las grietas de acuerdo a la tabla II.1:



T A B L A II.1

Con la información anterior se puede tener una idea del tipo de reparación que se requerirá y en que sitios deberá de ser aplicado el presfuerzo exterior

II.1.2.1 Principio de cálculo

Si se observa la fig. II-5, se podrá ver que se puede considerar la acción del presfuerzo como una carga exterior que dará los siguientes resultados

- Un esfuerzo concentrado en cada desviación del cable
- Un esfuerzo concentrado y un momento en cada anclaje

Dependiendo de si se trata de una trabe intermedia o de extremo, se tendrán que tomar las siguientes consideraciones:

a) Trabe intermedia

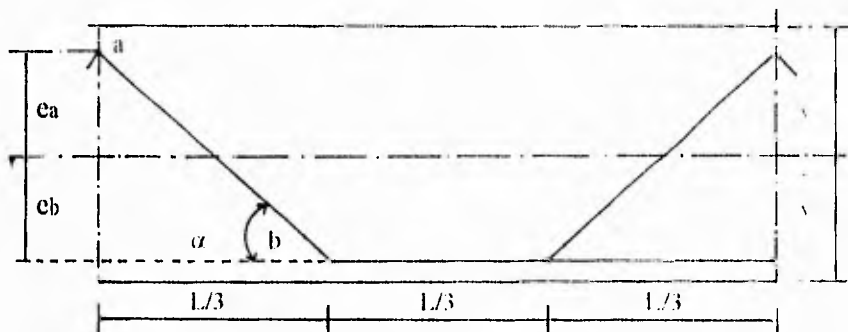


Fig. II-6 Trazo de cable en trabe intermedia

En esta trabe se tendrá que el esfuerzo en "b", se puede descomponer en dos componentes

- Una fuerza vertical igual a:

$$P \text{ sen } \alpha$$

teniendo en cuenta que $\tan \alpha = \frac{3(e_a - e_b)}{L}$

- Otra fuerza horizontal dirigida hacia el centro de la trabe igual a:

$$P (1 - \cos \alpha)$$

cuyo valor que es muy pequeño y se puede despreciar.

Por lo tanto, se tendrá que la acción que ejerce el presfuerzo en una trabe intermedia, se puede representar por medio del diagrama de cuerpo libre mostrado en la fig. II-7.

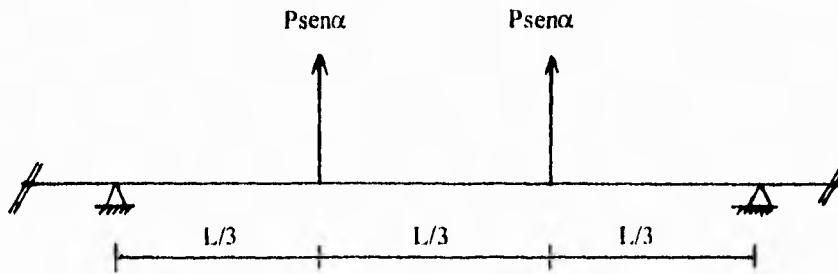


Fig. II-7 Acción del presfuerzo en trabe intermedia

b) Trabe de orilla

La excentricidad sobre el apoyo de orilla es lo más grande posible para aumentar la inclinación del cable y así la parte de la fuerza cortante es tomada por el presfuerzo $P \text{ sen} \alpha$, además se evitan tensiones inadmisibles en el concreto.

Después de realizar un breve estudio de como funciona el presfuerzo interior y el exterior, se pueden apreciar las siguientes diferencias:

1.- Los coeficientes para pérdidas por fricción:

a) Presfuerzo interior

$$\begin{aligned} \text{a. 1) Presfuerzo interior } f &= 0.18 \text{ rad} \\ \varphi &= 0.002 \text{ m} \end{aligned}$$

b) Presfuerzo exterior

- b.1) Presfuerzo exterior $f = 0$
(en línea recta) $\varphi = 0$
- b.2) Presfuerzo exterior $f = 0.20$ rad-
(para una desviación $\varphi = 0$
en tubo de acero)
- b.3) Presfuerzo exterior $f = 0.12$ rad-
(para una desviación $\varphi = 0$
en tubo de polietileno
de alta densidad)

donde f es el coeficiente de pérdida por fricción angular y φ es el coeficiente por desviación parásita.

Se puede concluir de la tabla anterior, que cuando se coloca un cable exterior en línea recta, éste es paralelo al eje del ducto en el que se encuentra alojado. Al no existir ningún tipo de roce entre estos dos cuerpos, es imposible que exista una pérdida por fricción (f) y por lo tanto el valor de este coeficiente es de cero. Lo mismo sucederá con el coeficiente por desviación parásita.

En el caso en el que se necesite realizar una desviación del cable, éste tendrá necesariamente que estar en contacto con otra superficie, ya que cuando se realice el tensado, el cable tenderá a una trayectoria recta. Esto se aprecia en la figura II-8.

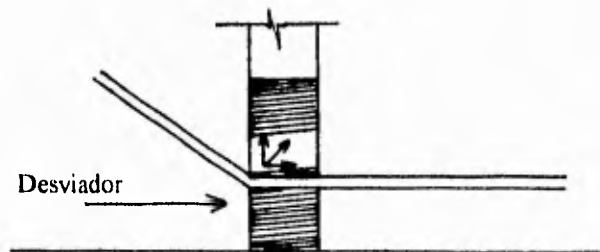


Fig. II-8 Fuerzas que se presentan en un desviador

El contacto entre estas dos superficies provoca unas pérdidas por fricción que son las que aparecen en la tabla anterior. Se puede ver que el coeficiente será mayor o menor dependiendo del tipo de superficie con la que tenga contacto.

2. En el presfuerzo exterior, se pueden cambiar los cables defectuosos, aún cuando estos ya hayan sido tensados.

3. El cálculo de la acción del presfuerzo exterior sobre una viga continua, se reduce a un cálculo de la viga bajo la acción de cargas concentradas.

4. La distinción entre cables adherentes y cables no adherentes (presfuerzo exterior), se hace a nivel de la sobretensión del cable tomando en cuenta el Estado Límite de Servicio.

4.1 Cables adherentes: la sobretensión se calcula para $\Delta\sigma_2$ y $\Delta\sigma_3$, como se encuentra definido en el diagrama II-9 de esfuerzo-deformación del acero. En este caso, no se puede contar con la resistencia real del acero de presfuerzo en estado último, ya que para que esta sea solicitada se debería imponer a la viga una deformación que no podría soportar el concreto.

4.2 Cables no adherentes: la sobretensión se supone constante sobre toda la longitud del cable y se calcula a partir de las deformaciones entre los anclajes y los desviadores. Sin embargo los cables no conducen a una sobretensión importante del acero. Para conocer la sobretensión con exactitud, se debe calcular el alargamiento total a nivel del acero de presfuerzo entre un desviador y otro.

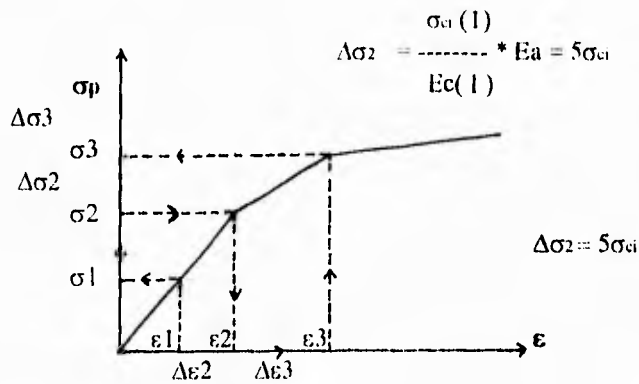


Diagrama II-9. Esfuerzo-deformación del acero

CAPITULO III. EJEMPLO DE LA REPARACION DE UN PUENTE CON PRESFUERZO EXTERIOR

Antes de hablar sobre las técnicas y medios de reparación de puentes, es importante tocar un punto que es vital e imprescindible previo a la realización de los proyectos de refuerzo o reparación de puentes y que es el diagnóstico del estado del puente. Este diagnóstico se obtendrá por medio de una inspección de obra que se describirá a continuación.

III.1 Inspección de obra

Las inspecciones de obra tienen por objeto recabar toda la información necesaria para poder llegar a las recomendaciones de mantenimiento y realizar adecuadamente un proyecto de reparación. Para tener un diagnóstico acertado y completo, es necesario realizar una buena inspección de obra en la cual se deberán de cumplir tres condiciones básicas:

- a) **PODER VER:** esto significa el tener acceso a todas las partes que deben ser inspeccionadas y en caso de no poder hacerlo directamente, contar con los implementos necesarios para auxiliarse.
- b) **SABER VER:** esto implica el tener un personal calificado y con suficiente experiencia en este tipo de trabajos.
- c) **SABER QUE ES LO QUE SE QUIERE VER:** preparar con anterioridad a la inspección, información que nos pudiera ayudar a detectar problemas con mayor facilidad como son los reportes de inspección anteriores y/o problemas ocurridos durante la construcción.

Cumplidas las premisas anteriores, se debe tomar en cuenta -adicionalmente- que el proyecto de reparación se realizará en las oficinas centrales de la compañía encargada de la inspección y que generalmente quedan bastante alejadas de la obra y por este motivo se debe tener bastante cuidado en no olvidar tomar ciertos datos e información básica.

A continuación se menciona parte de la información que debe contener una inspección

- a) Datos de localización de la estructura
 - a.1) Carretera sobre la cual se encuentra ubicado el puente
 - a.2) Tramo
 - a.3) Subtramo
 - a.4) Kilometraje
 - a.5) Origen

- a.6) Tipo de estructura, P.I.V., P.S.V., Puente, etc.
- a.7) Número de cuerpos

- b) Datos del tipo de superestructura
- c) Datos del tipo de subestructura
- d) Datos del trazo geométrico
- e) Croquis de planta y elevación del puente
- f) Secciones transversales
- g) Cargas que circulan sobre la estructura
- h) Calificación

Para la calificación de los daños en las estructuras el criterio es el mismo -el peligro que representan esos daños-, solo difieren las escalas entre un reglamento y otro.

Una forma de calificar los puentes generalmente aceptada es la siguiente.

"A" Estructuras que presenten daños graves que pueden poner en peligro la estabilidad de algún elemento y que requieren reparación inmediata.

"B" Estructuras que presenten deficiencias no muy graves, pero que en caso de no atenderse se conviertan en graves con una calificación de "A". Los daños "no muy graves" en este grupo, tienden a agravarse en un periodo de tiempo muy corto resultando más cara la reparación por lo que es muy importante reparar estas estructuras a tiempo con un menor costo.

"C" Estructuras que presentan alguna deficiencia pero que no es en ningún momento grave desde el punto de vista estructural y generalmente se resolverán con un mantenimiento adecuado.

Por otro lado, tendremos que el **AASHTO** califica en un rango de **0 a 9** siendo 0 el más crítico y 9 cuando el puente esta en óptimas condiciones, mientras que la DGCC (Dirección General de Conservación de Carreteras) a través del sistema **SIPUMEX** califica de **0 a 5**, siendo 0 cuando el puente está en óptimas condiciones y 5 cuando más dañado está.

Generalmente se intentará obtener los planos de la construcción original, pero a falta de ellos algún croquis o fotografía que nos permita saber con anticipación como esta estructurado el puente y cual será la forma de acceder a las partes del puente que nos interesa revisar como son parte inferior de losas, patines inferiores y superiores de trabe así como el alma, cabezales, apoyos, etc.

Una vez que se ha planeado la forma en que se llevará a cabo la inspección, se viajará al sitio en el que se encuentra la estructura. Es en este momento en donde empezará formalmente la revisión.

Se buscarán fisuras tanto en los elementos de la superestructura como en la subestructura indicando cual es el motivo que las esta originando para proponer una posible solución.

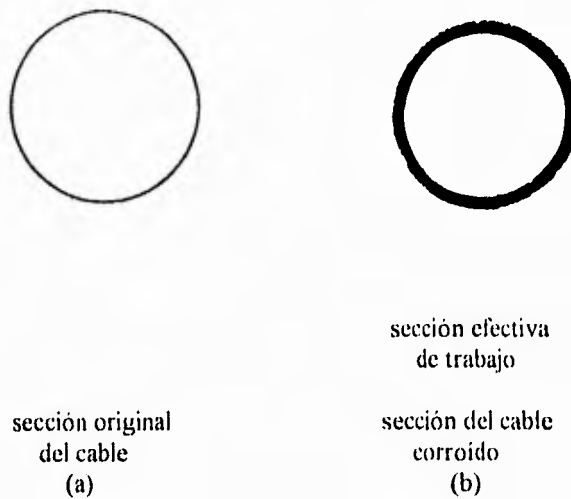
También se buscarán humedades independientemente de si la estructura es de concreto o metálica; en el caso de una estructura de concreto se revisará con mayor atención lo siguiente:

- trabes: que son originadas por una mala ubicación de los drenes
- cabezales: por falta de junta de calzada y que dañan los apoyos
- pilas: por escurrimientos de los cabezales

Estas humedades son muy dañinas ya que con el tiempo se filtra el agua hasta el acero de refuerzo provocándole corrosión que aumenta el diámetro de las varillas y empiezan a botar el concreto.

En el caso del acero de presfuerzo, las humedades en trabes o elementos presforzados, son más delicadas, ya que los cables de presfuerzo han sido tensados y la corrosión que se forma en capas (Dibujo III.1) hace que se pierda sección efectiva de trabajo, siendo posible una ruptura frágil del cable y la pérdida inmediata de la capacidad de carga de ese elemento.

Los apoyos son una parte muy importante de la estructura, ya que son los encargados de transmitir la carga de la superestructura a la subestructura disipando adecuadamente parte de ésta fuerza por medio de las deformaciones (admisibles) en estos elementos. Cuando el apoyo no se puede deformar ni girar (apoyos móviles) porque se encuentra dañado (aplastado, girado, etc.) le transmitirá la carga de la super a la subestructura directamente y le ocasionará daños muy graves.



Efecto de la corrosión en el acero
Dibujo III.1

III.1.1 Diagnóstico del puente

Una vez que se hayan revisado todos los puntos anteriores en cuanto a daños, geometría de la estructura, tipo de construcción, ubicación, cargas que circulan sobre la estructura, etc., se podrá hacer un diagnóstico inicial de cuáles son los principales motivos que están originando los daños observados y se podrá dar una calificación de acuerdo a los criterios antes mencionados.

Sin embargo, será necesaria una revisión detallada de la capacidad de carga del puente para determinar si es necesario adaptar la estructura a una que resista mayores cargas.

A continuación se presenta un breve ejemplo de la citada revisión.

PUENTE "SANTO TORIBIO"



ELEVACION AGUAS ARRIBA

III.1.2 Antecedentes del puente "SANTO TORIBIO"

DESCRIPCION GENERAL DEL PUENTE:

LOCALIZACION:

El puente "Santo Toribio" (cuerpo derecho) se encuentra ubicado en la carretera Saltillo-Monterrey, en el tramo Saltillo-Monterrey, sobre el km. 19+293 con origen en Saltillo, Coahuila.

DESCRIPCION:

La estructura del puente tiene una longitud total de 72.17 m, un ancho total de 9.10 m, así como un ancho de calzada de 7.50 m. con dos carriles de circulación con sentido hacia Monterrey. Consta de cinco (5) tramos libremente apoyados con longitudes de 14.33, 14.43, 14.66, 14.42 y 14.33 cada uno de ellos.

SUPERESTRUCTURA:

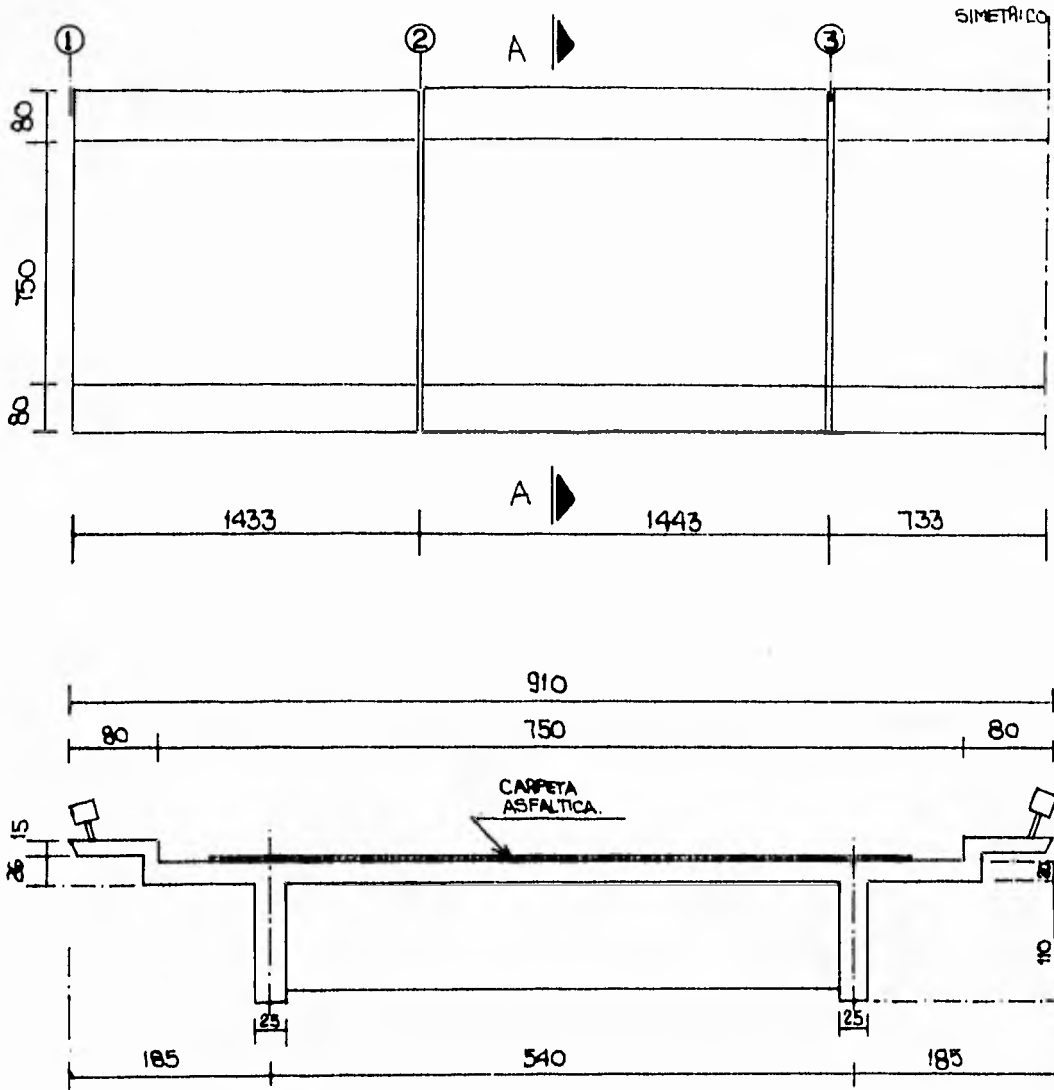
La superestructura del puente esta constituida por una losa de 21 cm de espesor, apoyada sobre dos nervaduras de sección "I" de 1.28 m de peralte; estos dos elementos fueron colados monolíticamente y están ligados a 3 diafragmas: uno intermedio y dos extremos. Las banquetas tienen un ancho de 80 cm en promedio. Los parapetos por su parte están formados por una viga de concreto y pilastras (tubos metálicos) de diámetro = 2" aproximadamente. Por último, se tiene una distancia entre drenes de 3.0 m en ambos lados de la superestructura. En el dibujo III.2 se aprecia una planta así como una sección transversal de la superestructura.

SUBESTRUCTURA:

La subestructura consiste de cuatro pilas y dos estribos.

Los estribos están contruidos como sigue: cuerpo y aleros de mamposteria; la corona y el alero de respaldo son de concreto reforzado.

Por su parte las pilas se conforman de la siguiente manera: el cuerpo de mamposteria; la corona de concreto reforzado de sección rectangular con remates de tajamar en dirección al río.



A-A

Planta y sección transversal del puente
Dibujo III.2

APOYOS:

Los apoyos están formados por placas de neopreno y placas de acero estructural. Las dimensiones de los apoyos fijos son de 27.5 x 26 x 1.5 cm mientras que los móviles son de 27.5 x 25 x 3.5 cm y la placa de acero que esta colocada sobre ellos es de 28 x 27 x 2.0 cm. Los dispositivos antes mencionados descansan directamente sobre la corona

No existen topes sísmicos.

OBSERVACIONES:

El puente presenta fisuras en todas las **nervaduras**, lo cual es indicio de que los esfuerzos de trabajo a los que se encuentra sometida la superestructura son mayores a los permisibles; esto se debe a que la carga de diseño de la estructura del puente se proyectó originalmente para una carga viva H15-S12 que es mucho menor a las cargas vivas que circulan actualmente sobre esta estructura tales como la HS-20, T3-S3 y T3-S2-R4. En el dibujo III.3 se presentan las cargas arriba mencionadas y que son las aceptadas por la Secretaría de Comunicaciones y Transportes y Caminos y Puentes Federales de Ingresos y Servicios Conexos. Allí podemos apreciar la gran diferencia que existe entre la carga viva de proyecto y las cargas vivas actuales que transitan ahora.

Los **diafragmas** presentan fisuras menores a 0.5 mm en sus superficies y en algunos casos se pueden observar grietas en las uniones de la nervadura-diafragma. Por otro lado, los diafragmas sobre los estribos se encuentran resanados ya que es probable que tengan fisuras también en las uniones nervadura-diafragma.

Los **apoyos** de neopreno se han ido deformando con el tiempo debido a la carga vertical. Esto se aprecia en el giro que presentan algunos de ellos.

En las **juntas de calzada** se aprecia que no ha habido mantenimiento además de encontrarse estas cubiertas por la carpeta asfáltica.

Las **banquetas** presentan impactos de vehículos y se aprecia falta de mantenimiento. Por su parte, los **parapetos** tienen desprendidas algunas pilastras de la banqueta (sin anclaje).

En la subestructura, se presenta una socavación moderada, excepto en el cie de Pila No. 3 en donde es mucho más notorio este efecto.

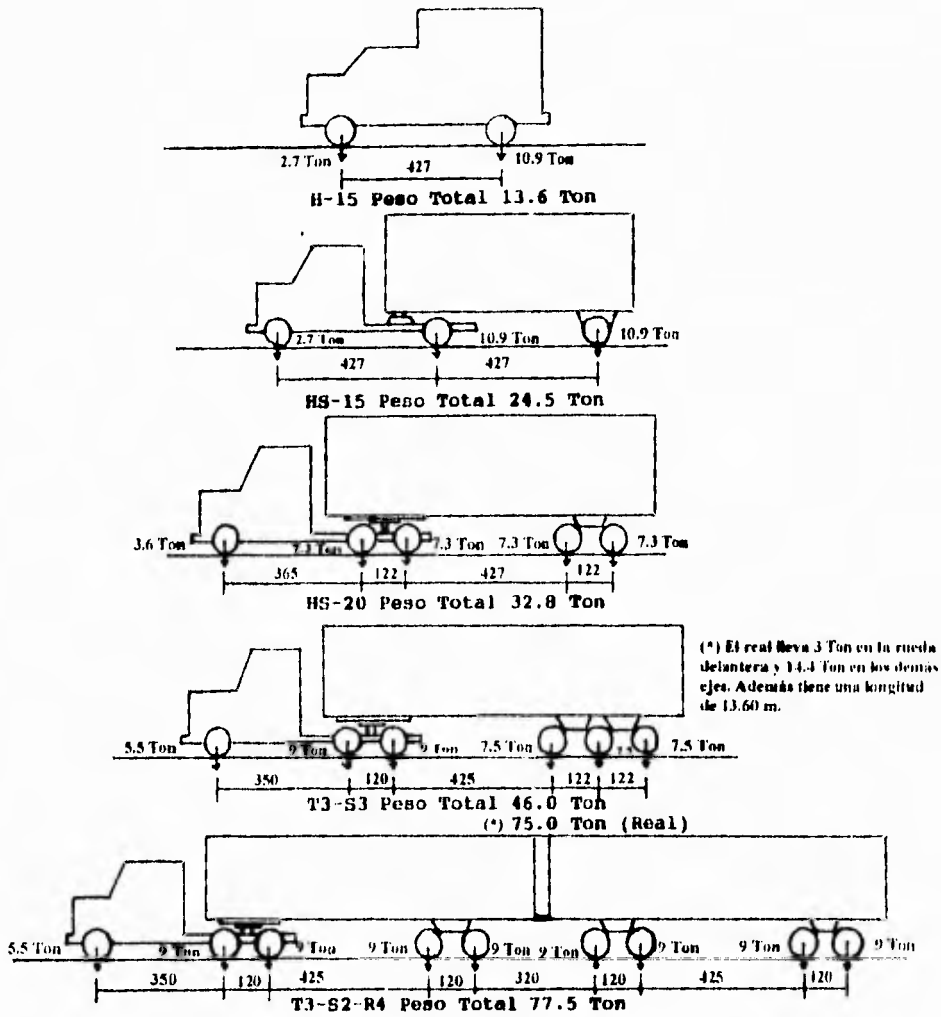
Se aprecia deformación de la estructura por el paso de vehículos con carga pesada.

RECOMENDACIONES:

Realizar una revisión de la capacidad estructural para poder tomar las acciones correctivas en el funcionamiento del puente como son su **REPARACION** y **REFORZAMIENTO**. Se debe tener en cuenta que de no reparar los daños encontrados a la estructura en el corto plazo estos evolucionarán hacia unos mayores y más delicados problemas.

En base a la observaciones realizadas durante la inspección al puente se considera que la calificación del estado físico del puente "Santo Toribio" es:

CALIFICACION: **"B"**



Tipos de cargas vivas reconocidos por la S.C.T. y CAPUFE
Dibujo III.3

III.1.3 Inspección del estado físico de los puentes

1.- CARRETERA: Saltillo-Monterrey

2.- TRAMO : Saltillo-Monterrey

COLINEAL A LA CARRETERA *

TRANSVERSAL A LA CARRETERA _____

3.- SUBTRAMO : _____

4.- KILOMETRO: 19+293 (Cuerpo derecho)

5.- ORIGEN : Saltillo-Coahuila

6.- NOMBRE : Santo Toribio

NO EXISTE _____

7.- TIPO DE SUPERESTRUCTURA:

CONCRETO REFORZADO * CONCRETO PRESFORZADO _____

METALICO _____ METALICO-CONCRETO _____

OTRO, ESPECIFICAR _____

DESCRIPCION: Losa de concreto reforzado sobre dos nervaduras de concreto reforzado también coladas in situ.

8.- TIPO DE SUBESTRUCTURA:

PILA	CONCRETO _____	ESTRIBO	CONCRETO _____
	MAMPOSTERIA <u>*</u>		MAMPOSTERIA <u>*</u>

9.- TRAZO GEOMETRICO:

	TANGENTE <u>*</u>	
EN PLANTA	CURVA DERECHA _____	
	CURVA IZQUIERDA _____	

TANGENTE *
 EN ELEVACION EN CRESTA _____
 EN COLUMPIO _____

NORMAL *
 TABLERO ESIVIAJADO _____ GRADOS DER.
 ESIVIAJADO _____ GRADOS IZQ.

(SEGUN KILOMETRAJE CRECIENTE)

10.- JUNTA DE DILATACION:

EXISTE * NO EXISTE _____

DESCRIPCION : Existente de 3 cm de espesor en pilas; 1 cm de espesor en estribos.

ESTADO : No se alcanza a apreciar su estado por estar obstruida por la carpeta asfáltica.

11.- APOYOS:

METALICO _____ PLOMO _____ NEOPRENO *

OTRO _____ DESCRIPCION _____

DESCRIPCION : Apoyo de neopreno con placa de acero. Los fijos son de 27.5 x 26 x 1.5 cm y los móviles de 27.5 x 26 x 3.5 cm.

ESTADO : La mayoría se encuentran deformados por carga vertical. En el eje 5 presentan giro.

12.- BARANDAL:

DESCRIPCION : Formado por una viga de concreto y pilastras de tubo de acero de diámetro = 2".

ESTADO : Se encuentran desprendidas algunas de las pilastras de la banqueta.

13.a.- TABLERO DE CONCRETO REFORZADO:

DIAFRAGMAS: NUMERO 3

DESCRIPCION : Dos sobre los extremos y un al centro de cada tramo de concreto reforzado

ESTADO : Presentan algunas fisuras menores a 0.5 mm y en los diafragmas extremos se aprecian algunas pequeñas fisuras en la unión diafragma-nervadura

NERVADURAS: NUMERO 2

DESCRIPCION : De concreto reforzado de 128 cm peralte por 25 cm ancho.

ESTADO : Presentan fisuras tanto en su cara interior como exterior de aprox. 0.5 mm

LOSAS:

DESCRIPCION : De concreto reforzado

ESTADO : Se encuentran en buen estado en general, exceptuando a los tramos 1-2 y 3-4 en los cuales se aprecian grietas con escurrimientos

FLECHAS:

SE APRECIAN _____ NO SE APRECIAN _____

MANDAR MEDIR * _____

13.b.- TABLERO DE CONCRETO PRESFORZADO:

DIAFRAGMAS: NUMERO _____

DESCRIPCION : NO

ESTADO : _____

NERVADURAS: NUMERO _____

DESCRIPCION : NO

ESTADO : _____

LOSAS:

DESCRIPCION : NO

ESTADO : _____

ANCLAJES:

SE APRECIAN _____ NO SE APRECIAN _____

DESCRIPCION : NO

ESTADO : _____

MANCHAS:

SE APRECIAN _____ NO SE APRECIAN _____

LUGAR: _____

DESCRIPCION: _____

FLECHAS:

SE APRECIAN _____ NO SE APRECIAN _____

MANDAR MEDIR _____

FISURAS:

SE APRECIAN _____ NO SE APRECIAN _____

LUGAR: _____

DESCRIPCION: _____

14.- ESTUDIO DEL CAUCE:

A LOS LADOS DE LA ESTRUCTURA A 200 MTS. EXISTE:

RIO * CARRETERA _____ FERROCARRIL _____

OTRO _____ ESPECIFICAR _____

EFFECTOS DE SOCAVACION:

SE APRECIAN * NO SE APRECIAN _____

DESCRIPCION: En general de forma moderada

ENCAUZAMIENTO:

DEFINIDO * TANGENTE _____ EN CURVA _____

INDEFINIDO _____

(CROQUIS MOSTRANDO PILAS Y ESTRIBOS)

OBSTRUCCION

SE APRECIAN _____ NO SE APRECIAN *

DESCRIPCION: _____

15.- ESTADO DE LA SUBESTRUCTURA:

SOCAVACION:

SE APRECIAN * NO SE APRECIAN _____

DESCRIPCION (LUGAR Y TIPO): Se acentúa en pila No. 3

DAÑOS POR IMPACTO:

SE APRECIAN _____ NO SE APRECIAN *

DESCRIPCION (LUGAR Y TIPO): _____

16.- REVISION DE ACCESOS Y CONOS DE DERRAME:

ACCESOS:

	EN TALUD *		EN TALUD *
ENTRADA	EN CORTE _____	SALIDA	EN CORTE _____
	A NIVEL _____		A NIVEL _____

ESTADO DE ACCESOS Y CONOS; DESCRIPCION (REVISAR HUNDIMIENTOS Y DETERIOROS): En buen estado. Se encuentran bien conformados, cubiertos por vegetación

17.- DRENAJES:

SUPERESTRUCTURA:

EXISTEN * NO EXISTEN _____

ESTADO: Los drenes se encuentran en buen estado en general

SUBESTRUCTURA:

ESCURRE _____ NO ESCURRE *

18.- SEÑALAMIENTO

INDICACION DE EXISTENCIA DE PUENTE Y/O REDUCCION DEL ACOTAMIENTO

ENTRADA	EXISTE _____	SALIDA	EXISTE _____
	NO EXISTE *		NO EXISTE *

19.- ALUMBRADO EN EL INTERIOR DEL PASO:

EXISTE _____ NO EXISTE *

ESTADO: _____

20.- CALIFICACION: "B"

III.2 Breve desarrollo del procedimiento de reparación.

III.2.1 Revisión de la capacidad de carga de la estructura

El objeto de esta revisión es determinar si la estructura cumple con los factores de seguridad requeridos en los reglamentos (ACI, AASHTO, BPEL, RCDDF). Generalmente se encontrará que la mayoría de los puentes distan mucho de cumplir con dichos factores, ya que fueron diseñados hace varios años para unas cargas mucho menores a las que actualmente circulan por nuestra red carretera.

Si se comparan unas cargas tipo T3-S3 y T3-S2-R4 con una HS-20, se encontrará que las cargas vivas a las que están siendo sometidos los puentes son de 1.4 a 2.4 veces mayores a las de diseño. Esto traerá por consecuencia una disminución de los factores de seguridad iniciales de la estructura. La comparación mencionada se puede apreciar en la tabla III.4.

Disminución de Factor de seguridad por Carga Viva.	
T3-S3/HS-20(*)	T3-S2-R4/HS-20(*)
46.0 ----- = 1.4 32.6	77.5 ----- = 2.4 32.6

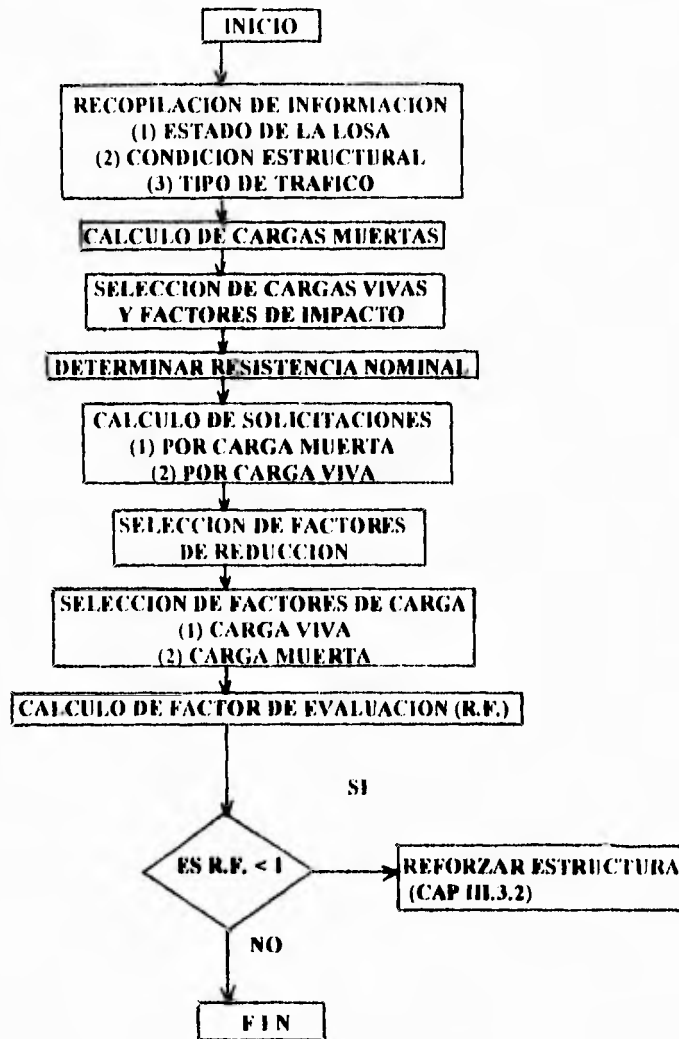
(*) Para pesos, ver cargas admitidas por S.C.T. y CAPUFE en el dibujo III.3

Comparación de cargas T3-S3 y T3-S2-R4 vs. HS-20
Tabla III.4

A continuación se iniciará la revisión de la capacidad de carga:

Esta revisión consistirá en una evaluación que permite combinar la teoría probabilística, información estadística y el juicio del Ingeniero como una herramienta para tomar decisiones. En este caso, la decisión de si será necesario o no reparar y reforzar el puente.

Los pasos a seguir para realizar esta evaluación, son los mostrados en el siguiente diagrama de flujo (@):



(@) AASHTO 1989, Guide Specifications for Strength Evaluation of Existing Steel and Concrete Bridges

Se tiene que la ecuación básica de la Ingeniería Estructural es la siguiente:

$$R \geq \sum_k Q_k \text{ ---- (1)}$$

en donde R es la resistencia no factorizada de la sección y Qk es el efecto de la carga Qk

Así pues, se tendrá que el procedimiento de evaluación se realizará para todas las solicitaciones (momento, cortante, etc.) en las secciones potencialmente críticas.

Para este efecto, se tendrá la siguiente igualdad partiendo de la ecuación básica de la I.E.:

$$\phi R_n = \gamma_D * D + \gamma_L * (R.F.) * L * (1 + 1) \text{ ----- (2)}$$

despejando el factor de evaluación R.F. de la ecuación (2), se obtiene:

$$R.F. = \frac{\phi R_n - \gamma_D D}{\gamma_L L * (1 + 1)} \text{ ----- (3)}$$

El objetivo principal de una evaluación estructural es determinar la máxima carga viva permisible. En el caso de un puente esta carga viva estará representada por un vehículo. Por lo tanto de la ecuación anterior se tendrá que el R.F. es la relación entre la carga viva permisible y la carga viva actuando sobre el puente.

Es así, que si se tiene un R.F. mayor a 1, esto significará que la estructura puede soportar esa carga viva. En caso contrario, implica que la carga viva circulando por el puente es mayor a la que puede soportar la estructura y esta se encontrará trabajando con menores factores de seguridad que los permisibles en el mejor de los casos, si no es que se encuentra en peligro de colapsarse.

III.2.2 Recopilación de información

En base a la inspección de obra que se realizó al Puente Santo Toribio, se obtuvo la siguiente información necesaria para poder llevar a cabo la evaluación en forma correcta:

(1) Estado de la Losa:

La superficie de rodamiento presenta daños como baches, discontinuidades por falta de junta de calzada, además de haber un desnivel entre uno y otro tramo, lo cual amplifica la respuesta dinámica ante el paso de los vehículos. Esta condición se deberá tomar en cuenta mas adelante durante el análisis.

(2) Condición estructural

Durante la inspección se encontraron fisuras por flexión y por cortante en las nervaduras. También se observó que los apoyos están fallados y por lo tanto ya no cumplen la función de disipar la energía transmitida a la subestructura

(3) Tipo de tráfico

El tráfico observado sobre el puente fueron los camiones denominados HS-20, T3-S3 y T3-S3-R4. Para el análisis, se tomará el más desfavorable de acuerdo al claro del puente.

III.2.3 Cálculo de cargas muertas

1) Nervadura:

$$w = (1.10 \text{ m}) * (0.25 \text{ m}) * (2,400 \text{ kg/m}^3) = 660 \text{ kg/m}$$

2) Losa:

$$w = (3.90 \text{ m}) * (0.20 \text{ m}) * (2,400 \text{ kg/m}^3) = 1,872 \text{ kg/m}$$

3) Banqueta :

$$w = [(0.80*0.15)+(0.06*0.15)] * (2,400 \text{ kg/m}^3) = 310 \text{ kg/m}$$

4) Parapeto :

$$w = 150 \text{ kg/m} = 150 \text{ kg/m}$$

5) Carpeta :

$$w = (3.75 \text{ m}) * (0.10 \text{ m}) * (2,200 \text{ kg/m}^3) = 825 \text{ kg/m}$$

$$\text{SUMA CARGAS MUERTAS} = \underline{\underline{3,817 \text{ KG/M}}}$$

III.2.4 Selección de cargas vivas y factores de impacto

Como ya se mencionó anteriormente, las cargas vivas observadas fueron las llamadas HS-20, T3-S3 y T3-S2-R4. Ya que los claros que se tienen son de 14.33, 14.43, 14.66, 14.42 y 14.33 metros, se revisará cual de estas cargas -T3-S3 o T3-S2-R4- en combinación con un HS-20 es más desfavorables para estas longitudes.

Por otro lado, el factor de impacto a seleccionar deberá de ser de 0.3 que corresponde a una superficie de rodamiento muy dañada y que ya no esta funcionando de acuerdo a su diseño.

III.2.5 Cálculo de Resistencia Nominal

Para obtener la resistencia nominal se revisará la sección como viga "T", en donde el ancho "b", será el menor de los siguientes:

aa) Un cuarto del claro (L/4)

$$b = \frac{14.66}{4} = 3.67 \text{ m.}$$

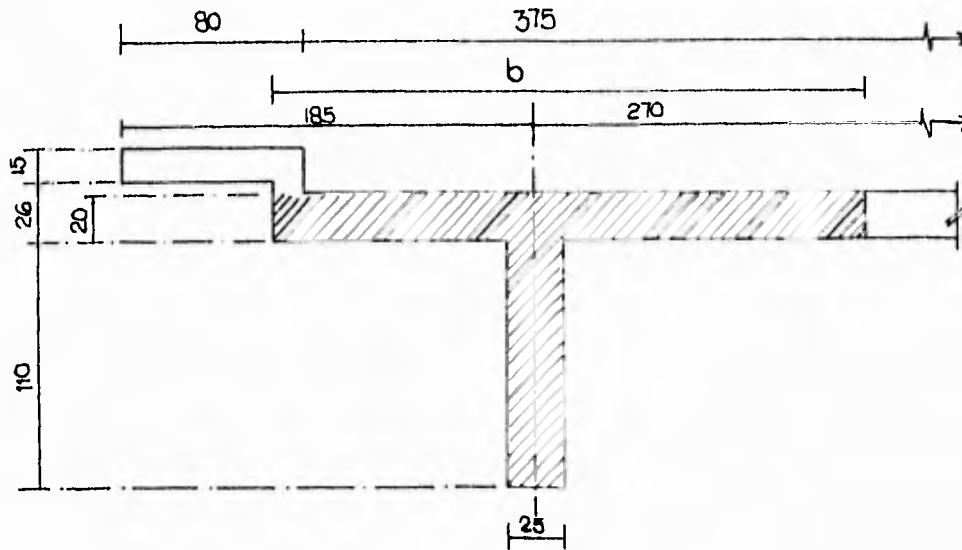
bb) La separación entre ejes de traves

$$b = 5.40 \text{ m.}$$

cc) Doce veces el espesor de la losa más el espesor del alma.

$$b = 12 (0.20) + 0.25 = 2.65 \text{ m.}$$

Por lo tanto el ancho efectivo "b" a utilizar será 2.65 m.



$A = 0.805 \text{ m}^2$
 $I_x = 0.106 \text{ m}^4$
 $y = 0.978 \text{ m}$
 $S_i = 0.1084 \text{ m}^3$
 $S_s = 0.3292 \text{ m}^3$

Dibujo III.5
Media sección transversal (geometría)

III.2.5.1 Cálculo de Momento Resistente

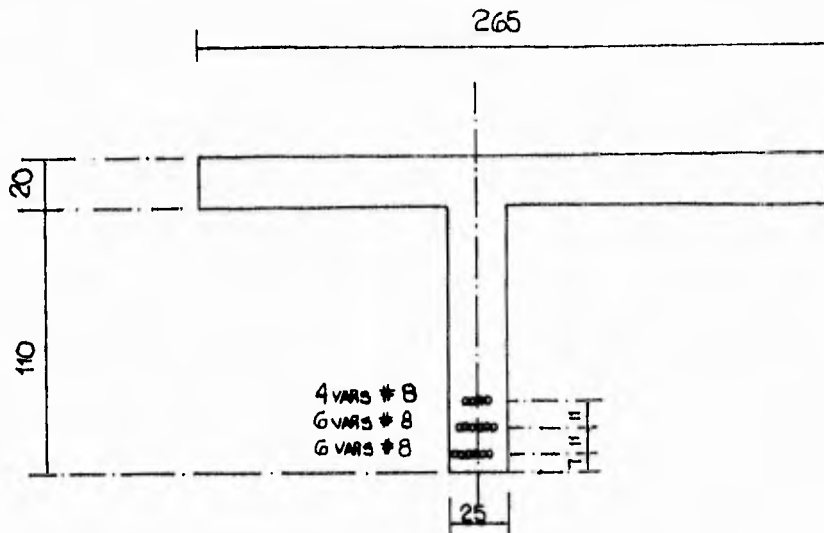
El momento resistente se obtiene con la siguiente expresión:

$$\phi M_n = 0.90 * A_s * f_y * (d - a/2) \quad (4)$$

Primero se revisa si el bloque de compresiones "a" cae dentro del patín.

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f_c * b} \quad (5)$$

El refuerzo longitudinal que existe en la viga es el que se muestra en el siguiente dibujo:



Refuerzo longitudinal de la viga
Dibujo III.6

de aquí se tiene que:

$$f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_s = 16 * (5.067 \text{ cm}^2) = 81.07 \text{ cm}^2$$

$$f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$b = 265 \text{ cm}$$

tomando la ecuación (5) y realizando operaciones se obtiene que.

$$a = \frac{81.07 \text{ cm}^2 * 4,200 \text{ kg/cm}^2}{0.85 * 250 \text{ kg/cm}^2 * 265 \text{ cm}} = 6.05 \text{ cm}$$

por lo tanto el bloque de compresiones cae dentro del patín.

Ahora del dibujo III.6, se calcula el centro de gravedad del refuerzo para obtener la distancia "d" que va de la fibra superior de la viga a dicho C.G.

$$C.G.\text{refuerzo} = [(6*7) + (6*18) + (4*29)]/16 = 16.63 \text{ cm}$$

$$d = 130 \text{ cm} - 16.63 \text{ cm} = 113.37 \text{ cm}$$

ahora con la ecuación (4) se puede obtener el momento resistente factorizado.

$$\phi M_n = 0.90 * 81.07 \text{ cm}^2 * 4,200 \text{ kg/cm}^2 * (113.37 \text{ cm} - 6.05 \text{ cm}/2)$$

$$\phi M_n = 338 \text{ T} \cdot \text{m}$$

III.2.5.2 Cálculo de Cortante Resistente

Para obtener el cortante resistente, se debe calcular el cortante que resiste el concreto más el cortante que resiste el acero por medio de los estribos. Para ello se utilizarán las siguientes expresiones:

$$\phi V_n = \phi (V_c + V_s + V_{s'}) \text{ ----- (6)}$$

$$V_c = 0.53 * (f_c)^{(1/2)} * b_w * d \text{ ----- (7)}$$

$$V_s = \frac{A_v * f_y * d}{s} \text{ ----- (8)}$$

$$V_{s'} = \frac{A_{v'} * f_y (\sin \alpha + \cos \alpha) * d}{s'} \text{ ----- (9)}$$

en donde:

- V_n = cortante resistente (del concreto más el acero).
- V_c = cortante resistido por el concreto
- V_s = cortante resistido por los estribos verticales
- $V_{s'}$ = cortante resistido por los estribos inclinados
- α = ángulo entre el eje horizontal y el estribo = 45°
- b_w = ancho del alma = 25 cm
- A_v = área de acero de los estribos = 2.54 cm²
- $A_{v'}$ = área de acero de los estribos inclinados = 1.42 cm²
- s = separación entre estribos = 25 cm
- s' = separación entre estribos inclinados = 22 cm

tomando la ecuación (7) se obtiene que el cortante resistido por el concreto es:

$$V_c = 0.53 * (250 \text{ kg/cm}^2) * 25 \text{ cm} * 113.37 \text{ cm} = 23.75 \text{ Ton}$$

Ahora con la ecuación (8) se obtendrá el cortante resistido por los estribos verticales:

$$V_s = \frac{2.54 \text{ cm}^2 * 4,200 \text{ kg/cm}^2 * 113.37 \text{ cm}}{25 \text{ cm}} = 48.38 \text{ Ton}$$

Finalmente con la ecuación (9), se calcula el cortante resistido por los estribos inclinados:

$$V_{s'} = \frac{1.42 \text{ cm}^2 * 4200 \text{ kg/cm}^2 * (\text{sen}45^\circ + \text{cos}45^\circ) * 113.37 \text{ cm}}{22 \text{ cm}}$$

$$V_{s'} = 43.46 \text{ Ton}$$

Con la ecuación (6) se concluye que el cortante resistido por el concreto más el acero -estribos verticales y estribos inclinados- es igual a:

$$V_n = (V_c + V_s + V_{s'}) = 23.75 + 48.38 + 43.46 = 115.59 \text{ Ton}$$

factorizando el cortante resistente se llega a:

$$\phi V_n = 0.85 * 115.59 = 98.25 \text{ Ton}$$

$$\phi V_n = 98.25 \text{ Ton}$$

Se verifica que la suma de $V_s + V_{s'}$ es menor o igual que:

$$V_s < 2.1 * (f_c) * b_w * d$$

III.2.6 Cálculo de solicitaciones

A continuación se calcularán los momentos y cortantes actuantes tanto por carga viva como por carga muerta.

III.2.6.1 Cálculo de Momentos:

a) Por carga muerta (C.M.):

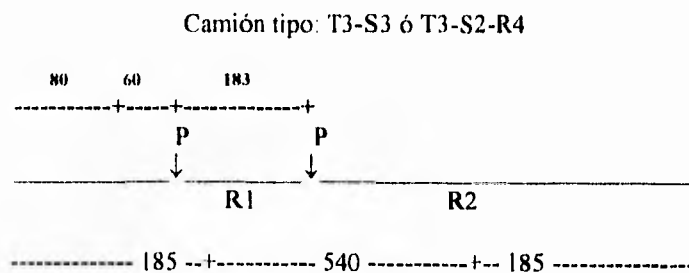
$$M = \frac{(3.817 \text{ T/m}) * (14.66 \text{ m})^2}{8} = 102.54 \text{ T-m}$$

b) Por Carga Viva :

Para obtener el momento por carga viva, se debe cargar la viga transversalmente de la siguiente manera:

- un carril con un camión T3-S3 ó T3-S2-R4 (el que origine el mayor momento)
- otro carril con un camión HS-20

así, se podrá determinar el factor de repartición transversal para saber cuanto carga cada viga y así tomar la más desfavorable que será la de diseño.

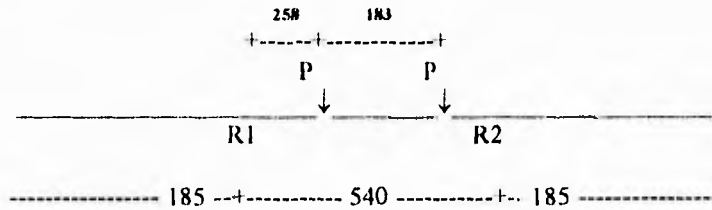


$$45P - 138P + R2(540)$$

$$R2 = 0.17 \text{ Esto representa el } 0.08P$$

$$R1 = 1.83 \text{ Igualmente el } 0.92P$$

Camión tipo: HS-20

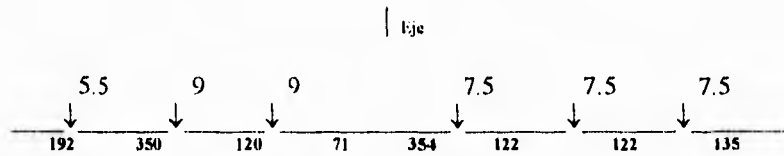


$$R2 = 1.29 \text{ Esto representa el } 0.65P$$

$$R1 = 0.71 \text{ De la misma manera, } 0.35P$$

Ahora se deben obtener los momentos producidos por los diferentes tipos de camiones longitudinalmente, para poder calcular el momento por carga viva.

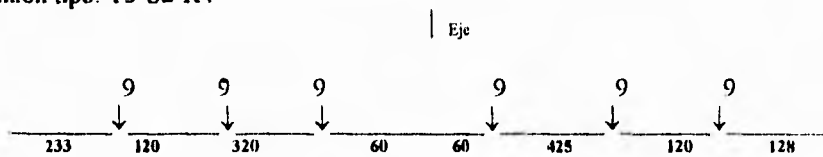
a) Camión tipo: T3-S3



$$Mc.v. = 89.2 * 0.92 = 82.1 \text{ T-m}$$

$$\mathbf{Mc.v. = 82.1 \text{ T-m}}$$

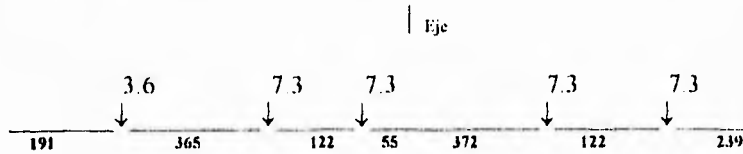
b) Camión tipo: T3-S2-R4



$$Mc.v. = 104.7 * 0.92 = 96.3 \text{ T-m}$$

$$\mathbf{Mc.v. = 96.3 \text{ T-m}}$$

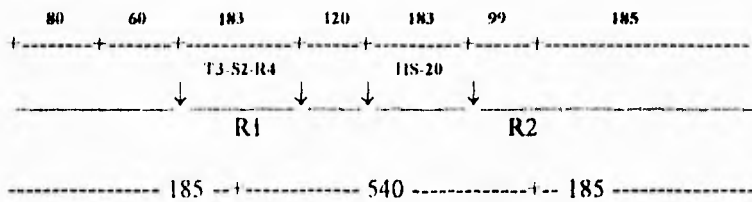
c) Camión tipo: HS-20



$$Mc.v. = 71.08 * 0.35 = 24.9 \text{ T-m}$$

$$Mc.v. = 24.9 \text{ T-m}$$

De los resultados anteriores se concluye que se deberá cargar un carril con un camión HS-20 y el otro carril con un camión T3-S2-R4 como se muestra enseguida.



$$Mc.v. = 96.3 + 24.9 = 121 \text{ T-m}$$

Cabe recordar que el factor de impacto que se debe considerar es de 0.3.

III.2.6.2 Cálculo de Cortantes:

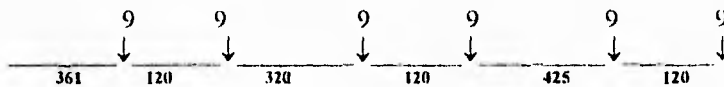
a) Por carga muerta (C.M.):

$$V_{c.m.} = [(3.817 \text{ T/m}) * (14.66 \text{ m})] / 2 = 27.98 \text{ Ton.}$$

b) Por carga viva (C.V.):

Ahora para obtener el cortante, se deben cargar los camiones de diseño elegidos sobre los apoyos de manera que produzcan su máximo efecto. Estos cortantes deberán ser afectados por el factor de reparto transversal obtenido en el inciso anterior.

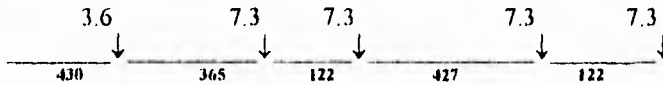
a) Camión tipo: T3-S2-R4



$$V_{c.v.} = 33.10 * 0.92 = 30.45 \text{ T}$$

$$V_{c.v.} = 30.45 \text{ T}$$

b) Camión tipo: HS-20



$$V_{c.v.} = 23.62 * 0.35 = 8.27 \text{ T}$$

$$V_{c.v.} = 8.27 \text{ T}$$

Por lo tanto el cortante por carga viva estará dado por:

$$V_{c.v.} = 30.45 + 8.27 = 38.72 \text{ T}$$

III.2.7 Selección de factores de reducción:

Se tomarán los factores de reducción indicados en las Especificaciones para puentes carreteros "Standard Specifications for Highway Bridges" AASHTO de acuerdo a lo siguiente:

Flexión: = 0.90

Cortante: = 0.85

Estos factores son para tomar en cuenta pequeñas variaciones "adversas" en la resistencia de los materiales, su fabricación y dimensiones, dentro de límites aceptables y considerando una buena ejecución del trabajo. Es importante hacer notar que estos factores considerados se aplican generalmente a estructuras nuevas en las cuales exista un buen control de calidad.

Por otro lado, dependiendo de la calidad de la inspección y del mantenimiento que se dé a esta, se pueden utilizar los factores de reducción indicados en la tabla 3(b) "Resistance Factors" de la Guía para Evaluación de Puentes existentes de Concreto y de Acero AASHTO (@), aún cuando en el final lo que mayor peso debe tener para determinar estos factores será el criterio del Ingeniero.

III.2.8 Selección de factores de carga:

La aplicación de factores de carga será tanto a la carga muerta como a la carga viva como se verá a continuación.

a) Carga Muerta:

Se utilizará un factor de 1.20 para cubrir incertidumbres en el peso de los materiales y otros errores constructivos que pudiesen haber ocurrido.

Es importante mencionar que durante la inspección se tomaron cuidadosamente las medidas de toda la superestructura, por lo que no será necesario aumentar este factor en un 20 % como lo indica la Guía para Evaluación de Puentes existentes de Concreto y de Acero AASHTO (@)

(@) Guide Specifications for Strength Evaluation of existing Steel and Concrete Bridges

b) Carga Viva:

De acuerdo al tráfico que circula por este puente, el factor por carga viva a utilizar será de 1.80 que corresponde a "Tráfico intenso con camiones sobrecargados y la falta de un control adecuado de este tráfico".

III.2.9 Cálculo de factor de evaluación (R.F.):

El factor de evaluación se obtendrá a partir de la ecuación (3) para cada una de las sollicitaciones calculadas anteriormente.

a) Para Momento:

$$R.F. = \frac{\phi M_n - \gamma_D M_{c.m.}}{\gamma_L M_{c.v.} * (1 + I)}$$
$$R.F. = \frac{338 - 1.2(102.54)}{1.8(121) * (1+0.3)} = \frac{214.95}{283.14}$$

R.F. = 0.7592 < 1 NO PASA. Requiere ser reforzada a flexión.

b) Para Cortante:

$$R.F. = \frac{\phi V_n - \gamma_D V_{c.m.}}{\gamma_L V_{c.v.} * (1 + I)}$$
$$R.F. = \frac{98.25 - 1.2(27.98)}{1.8(38.72) * (1+0.3)} = \frac{64.67}{90.60}$$

R.F. = 0.7138 < 1 NO PASA. Se revisará si es posible tomar el refuerzo por cortante necesario con el presfuerzo para flexión

III.3. Reparación y reforzamiento de la estructura utilizando presfuerzo exterior

III.3.1 Cálculo del presfuerzo:

Se propone tomar la carga muerta y parte de la carga viva con presfuerzo. Es decir, será una pieza parcialmente presforzada.

Del cálculo de sollicitaciones se tiene que el momento producido por carga muerta es 102.54 Ton-m y el producido por carga viva es de 157.30 Ton-m.

Partiendo de estos valores se obtendrá la fuerza necesaria de presfuerzo de una forma preliminar y aproximada.

Como se vió en el capítulo II en la parte de Presfuerzo exterior, el presfuerzo produce al centro del claro un momento que contrarresta al producido por carga muerta y/o carga viva. En el diagrama de cuerpo libre del dibujo III.7 se aprecia con claridad este efecto.

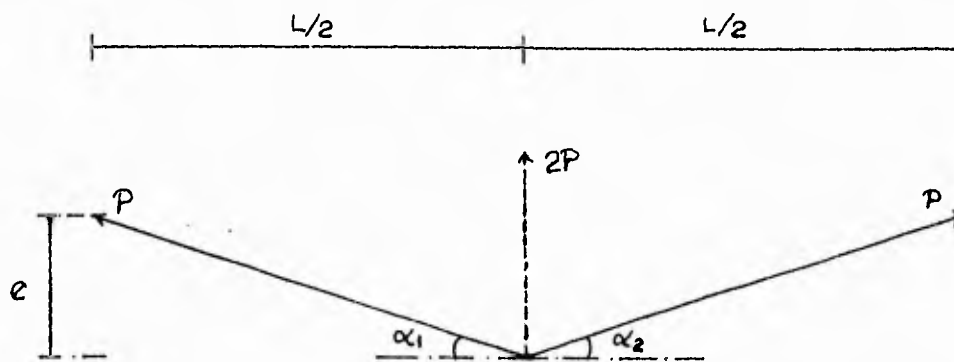


Diagrama de cuerpo libre del presfuerzo
Dibujo III.7

del dibujo anterior se desprende que:

$$\tan \alpha = \frac{2e}{L} \quad (10)$$

Se tiene que el momento al centro del claro es:

$$M = \frac{P * (\text{sen } \alpha_1 + \text{sen } \alpha_2) * L}{4} \quad (11)$$

si $\alpha_1 = \alpha_2$, la expresión anterior quedará como sigue:

$$M = \frac{2P * L * \text{sen} \alpha}{4} = \frac{P * L * \text{sen} \alpha}{2} \quad (12)$$

recordando que cuando $\text{sen} \alpha$ es muy pequeño, se puede aceptar que

$$\text{sen} \alpha \cong \text{tan} \alpha$$

sustituyendo (10) en la ecuación (12) se llega a la siguiente igualdad:

$$M = \frac{P * L}{2} * \frac{2e}{L} \cong P * e$$

$$M = P * e \quad (13)$$

Por lo tanto si se suman los momentos antes mencionados y con la excentricidad que tendrían los cables al centro del claro -suponiendo que el trazo de estos pasa por la base de la viga (dibujo III.5)-, se puede obtener la fuerza de presfuerzo necesaria como se muestra a continuación:

$$P = \frac{(102.54 \text{ T-m} + 157.3 \text{ T-m})}{0.978 \text{ m}} = 265.69 \text{ Ton.}$$

Se propone el uso de cables de presfuerzo 12T13 cuya área es de 1188 mm² y su esfuerzo de ruptura es de 190 kg/mm². El tensado de estos cables se realizará al 0.70 del esfuerzo de ruptura

Con los datos anteriores de los cables a utilizar y considerando que existirá un 20% de pérdidas instantáneas y un 10 % de pérdidas diferidas se obtendrá la fuerza de estos cables al tensado y su fuerza al infinito de manera que podamos determinar la cantidad de unidades que se requerirán.

$$\text{Fza inicial de un cable 12T13 } P = 0.70 * 190 \text{ kg/mm}^2 * 1188 \text{ mm}^2$$

$$P = 158.00 \text{ Ton.}$$

$$\text{Fuerza al tensado 20 \% P.I. } P = 0.80 * 158.00$$

$$P = 126.40 \text{ Ton.}$$

$$\text{Fuerza al infinito 10 \% P.D. } P = 0.90 * 126.40$$

$$P = 113.76 \text{ Ton}$$

De la fuerza que se tendrá -aproximada- al infinito, se desprende lo siguiente:

$$\text{No. de cables 12T13} = \frac{265.69 \text{ Ton}}{113.76 \text{ Ton}} = 2.33 \text{ cables}$$

Ya que como se mencionó al principio el objetivo que se busca es tomar el 100 % de la carga muerta y tan solo una parte de la carga viva con el presfuerzo, se utilizarán solo 2 cables 12T13 y utilizando la ecuación (13) se calcula el momento que ellos producen:

$$M_p = 113.76 \text{ Ton} * (2 \text{ cables}) * 0.978 \text{ m}$$

$$M_p = 222.51 \text{ T-m}$$

Por lo tanto el momento actuante al centro del claro una vez colocado el presfuerzo será el siguiente:

$$M_{act} = - \text{Presfuerzo} + C.M. + C.V. \text{ ---- (14)}$$

$$M_{act} = -222.51 + 102.54 + 157.30 = -37.33 \text{ T-m}$$

Como revisión, se puede calcular el momento producido por el prestuerzo de acuerdo a la expresión (11) en donde el diagrama de cuerpo libre es el que se muestra a continuación en el dibujo III.8

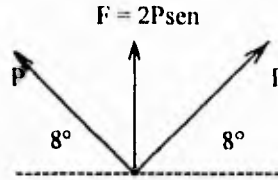


Diagrama de cuerpo libre de la sección considerada
Dibujo III.8

Del dibujo anterior se sustituyen los valores en la ecuación (11) -recordando que se tienen 2 cables 12T13- para quedar como sigue:

$$M = \frac{2 \text{ cables} * (2 * 113.76 \text{ Ton}) * \text{sen } 8^\circ * 14.66 \text{ m}}{4}$$

$$M_p = 232.10 \text{ T-m}$$

de la ecuación (14) se desprende que el momento actuante es el siguiente:

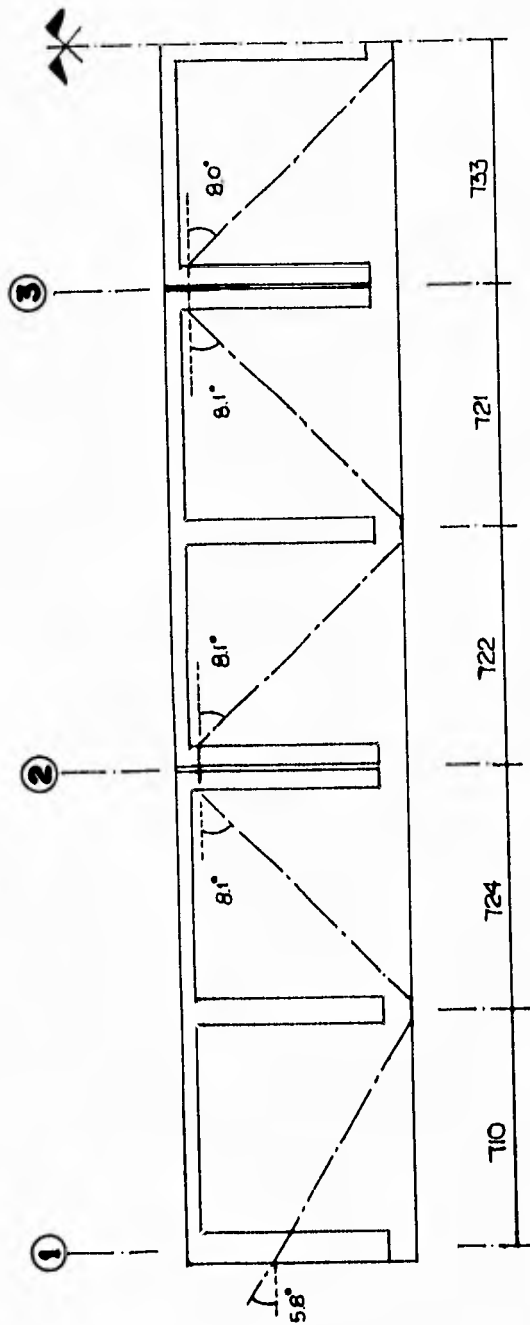
$$M_{act} = -232.10 + 102.54 + 157.30 = 27.74 \text{ T-m}$$

por lo tanto se puede concluir que la deducción realizada al inicio de este capítulo es correcta y bastante aproximada.

III.3.2 Trazo de los cables de presfuerzo y cálculo de pérdidas:

Para poder realizar el cálculo de las pérdidas instantáneas y diferidas necesitamos tener el trazo definitivo de los cables de presfuerzo. Estos cables serán continuos a todo lo largo del puente, para lo cual se colocará una pastilla de compresión.

Esto se ve en el siguiente dibujo III.9



Elevación de la viga con trazo de los cables
 Dibujo III.9

Los valores que se utilizarán para el cálculo de pérdidas por fricción en presfuerzo exterior son los que se indicaron en el capítulo II en el inciso II.1.2.1 "Principio de Cálculo" del Reglamento BPEL. Estos valores para una desviación en un tubo de acero son los siguientes:

$$f = 0.20 \text{ rad}^{-1}$$

$$\varphi = 0 \text{ m}^{-1}$$

Por lo que respecta a la entrada de cono, el valor de "g" será de 6 mm, por lo que se tendrá que:

$$A = \frac{19800 \text{ kg/mm}^2 * 6 \text{ mm}}{2} = 59,400 \text{ kg/mm}$$

Se realizarán dos revisiones de la pérdidas:

- a) Una considerando el tensado por un solo lado
- b) La segunda considerando el tensado por ambos lados

Se empezará calculando las pérdidas por fricción considerando que se tensa por un lado.

a) Tensado por un lado.

DISTANCIA AL ORIGEN (m)	ESFUERZO AL TENSADO (kg/mm ²)	ANGULO ACUMULADO (o)	PERDIDAS FRICCION (kg/mm ²)	ESFUERZO REMANENTE (kg/mm ²)
00.00	133.00	0.0	0.00	133.00
07.10	133.00	0.0	0.00	133.00
14.34	133.00	14.0	6.34	126.66
21.56	133.00	30.2	13.31	119.69
28.77	133.00	46.4	19.89	113.11
36.10	133.00	62.5	26.07	106.93
43.43	133.00	78.5	31.88	101.12
50.64	133.00	94.6	37.40	95.60
57.85	133.00	110.8	42.66	90.34
65.09	133.00	127.0	47.63	85.37
72.19	133.00	141.0	51.70	81.30

El alargamiento se calculará utilizando un módulo de elasticidad del acero de 19.800 kg/mm². Este se obtiene multiplicando los esfuerzos promedio a lo largo de la viga por la longitud respectiva y dividido entre el módulo de elasticidad del acero.

$$\text{Alargamiento} = \frac{\text{Esfuerzo (kg/mm}^2\text{)} \times \text{L (mm)}}{\text{Remanente} \quad \text{E (kg/mm}^2\text{)}}$$

Los alargamientos parciales obtenidos se muestran a continuación:

DISTANCIA AL ORIGEN (m)	ESFUERZO REMANENTE (kg/mm ²)	ALARGAMIENTO (mm)
0	133.00	0.00
7.10	133.00	47.69
14.34	126.66	46.31
21.56	119.69	43.65
28.77	113.11	41.19
36.10	106.93	39.59
43.43	101.12	37.44
50.64	95.60	34.81
57.85	90.34	32.90
65.09	85.37	31.22
72.19	81.30	29.15
<hr/>		
TOTAL =		383.95 mm

Ahora se calculará la pérdida por entrada de cono:

$$A_{\text{acum}} = [(133.00 \text{ kg/mm}^2 - 126.66 \text{ kg/mm}^2) \times (7100 \text{ mm} + 7240 \text{ mm})] / 2$$

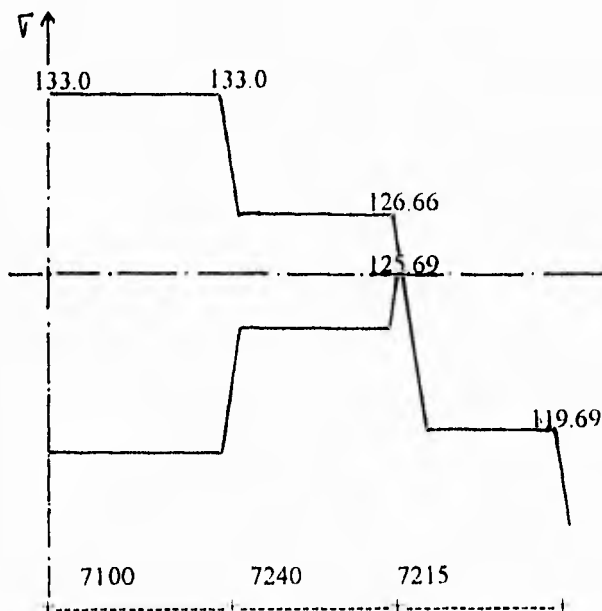
$$A_{\text{acum}} = 45,457.80 \text{ kg/mm}$$

$$A_{\text{comp}} = (59,400 - 45,457) = 13,942 \text{ kg/mm}$$

el área complementaria se encuentra en una longitud de 14340 mm por lo que si se divide entre esta longitud se obtendrá la pérdida de presfuerzo complementaria.

$$\frac{13,942 \text{ kg/mm}}{14,340 \text{ mm}} = 0.9723 \text{ kg/mm}^2$$

Para aclarar las operaciones arriba indicadas se mostrará a continuación en el dibujo III. 10 gráficamente como es la caída de presfuerzo debido a la entrada de cono.



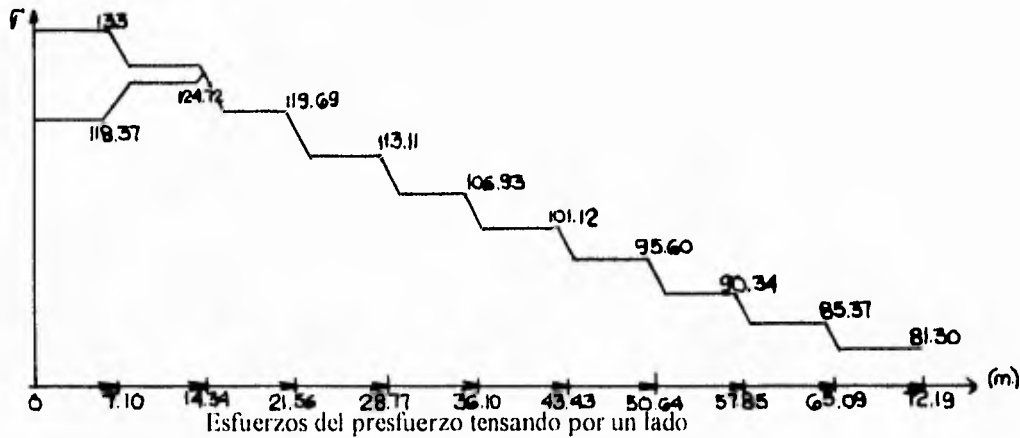
+---- Longitud de entrada de cono ----+

Caída de presfuerzo debida a la entrada de cono
Dibujo III.10

Del dibujo III.10 se aprecia que la pérdida de entrada de cono afectará del origen hasta la abscisa 14.34 m. Por lo tanto los esfuerzos finales serán los que resulten de restar el

DISTANCIA ORIGEN (m)	ESFUERZO REMANENTE (kg/mm ²)	PERDIDA POR ENTRADA DE CONO (kg/mm ²)	ESFUERZO FINAL (kg/mm ²)
0	133.00	14.63	118.37
7.10	133.00	14.63	118.37
14.34	126.66	1.94	124.72
21.56	119.69	0.00	119.69
28.77	113.11	0.00	113.11
36.10	106.93	0.00	106.93
43.43	101.12	0.00	101.12
50.64	95.60	0.00	95.60
57.85	90.34	0.00	90.34
65.09	85.37	0.00	85.37
72.19	81.30	0.00	81.30

Se presenta en el dibujo III.11 el diagrama de esfuerzos del acero a lo largo del puente:



Dibujo III.11

Así mismo, la longitud de entrada de cono será 14.34 m como se indica en el dibujo III.10

b) Tensado por ambos lados.

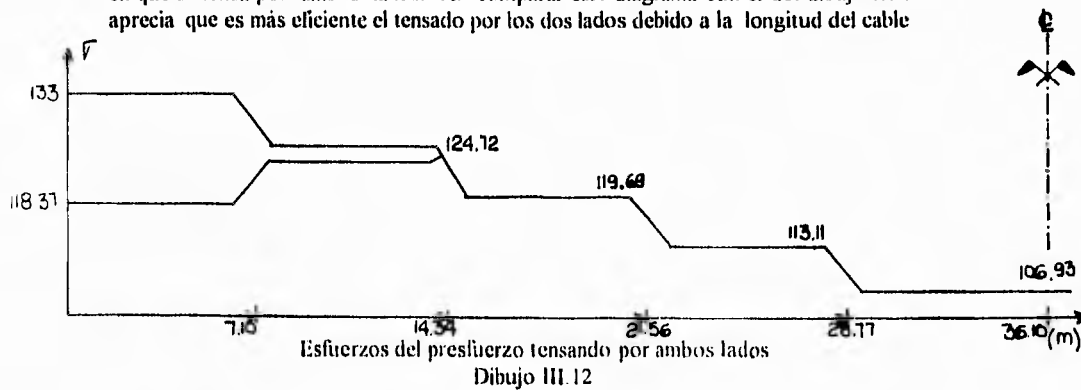
Ya que el puente es simétrico respecto a una línea imaginaria trazada a la mitad de los ejes 3 y 4, se puede aceptar que si tensamos por ambos lados, los esfuerzos finales de la abscisa 36.10 m a la abscisa 72.19 m serán iguales a los que hay del origen = 0 m a la abscisa 36.10 m.

Lo anterior se puede afirmar ya que se vio que la entrada de cono no afecta mas alla de la mitad del puente.

De acuerdo a lo anterior, los esfuerzos finales tensando por ambos lados quedaran de la siguiente manera.

DISTANCIA ORIGEN (m)	ESFUERZO FINAL (kg/mm ²)
0.0	118.37
7.10	118.37
14.34	124.72
21.56	119.69
28.77	113.11
36.10	106.93
43.43	113.11
50.64	119.69
57.85	124.72
65.09	118.37
72.19	118.37

A continuación en el dibujo III 12 se ve el diagrama de esfuerzos para el caso en que se tensa por ambos lados. Al comparar este diagrama con el del dibujo III 11 se aprecia que es más eficiente el tensado por los dos lados debido a la longitud del cable



De la misma manera, los alargamientos serán simétricos y el valor total del alargamiento será:

$$\text{ALARGAMIENTO TOTAL} = 397 \text{ mm}$$

Como se mencionó antes, el tensado se realizará por ambos lados ya que el presfuerzo será más eficiente de esta manera.

Se tiene por lo tanto que el esfuerzo en el presfuerzo es de 106.93 kg/mm² después de pérdidas instantáneas (se considerará un 3 % de acortamiento elástico del concreto) Para efectos de este ejemplo se considerará un 10 % de pérdidas diferidas como se mencionó al inicio de este cálculo.

Así pues, el esfuerzo final en el acero será:

$$\sigma_r = 0.97 * 0.9 * 106.93 = 93.35 \text{ kg/mm}^2$$

$$\sigma_r = 93.35 \text{ kg/mm}^2$$

III.3.3 Revisión de esfuerzos:

Se calculará nuevamente el momento actuante con el esfuerzo final en el acero para ver si las consideraciones iniciales de pérdidas son aproximadas a la realidad o si es necesario realizar algún ajuste en el tipo y cantidad de cables a utilizar.

$$\text{Fuerza para un cable } 12T13 = 93.35 \text{ kg/mm}^2 * 1188 \text{ m}^2 = 110.90 \text{ Ton}$$

$$M_p = \frac{2 \text{ cables} * (2 * 110.90 \text{ Ton}) * \text{sen } 8^\circ * 14.66 \text{ m}}{4} = 226.3 \text{ T-m}$$

Como se mencionó al principio se tomará la carga muerta con el presfuerzo y parte de la carga viva (se permitirán pequeñas tensiones en la fibra inferior de la viga), por lo que el momento actuante final quedará de la siguiente manera:

$$M_{act} = -226.3 + 102.54 + 157.30 = 33.57 \text{ T-m}$$

A continuación se realizará una revisión de esfuerzos al tensado y en servicio para comprobar que no se excedan los rangos permisibles.

Módulo de sección inferior = 0.1084 m³
 Módulo de sección superior = 0.3292 m³

Recordando que:

$$\text{esfuerzo inferior} = \frac{M}{S_i}$$

$$\text{esfuerzo superior} = \frac{M}{S_s}$$

$$\text{esfuerzo inferior por presfuerzo} = + \frac{M}{S_i} + \frac{P}{A}$$

$$\text{esfuerzo superior por presfuerzo} = - \frac{M}{S_s} + \frac{P}{A}$$

ESFUERZOS AL TENSADO				
DEBIDOS A:	FIBRA INFERIOR (kg/cm ²)		FIBRA SUPERIOR (kg/cm ²)	
	Parcial	Total	Parcial	Total
Carga Muerta	- 94.59	- 94.59	+ 31.15	+ 31.15
Presfuerzo	+ 262.53	+ 167.94	- 85.20	- 54.05

ESFUERZOS EN SERVICIO				
DEBIDOS A:	FIBRA INFERIOR (kg/cm ²)		FIBRA SUPERIOR (kg/cm ²)	
	Parcial	Total	Parcial	Total
Carga Muerta	- 94.59	- 94.59	+ 31.15	+ 31.15
Presfuerzo	+ 236.29	+ 141.70	- 41.18	- 10.03
(*) Sobrelosa 10 cm	- 22.31	+ 119.39	+ 7.34	- 2.69
Carga Viva	- 125.78	- 6.39	+ 38.79	+ 36.10

(*) SOBRELOSA: Al hacer una revisión de la losa se determinó que se debería colocar una sobrelosa de 10 cm para satisfacer los nuevos requerimientos de carga. Esta sobrelosa deberá estar conectada al concreto existente por medio de conectores de cortante. Normalmente la carga muerta de la sobrelosa será cargada por el concreto ya existente, por lo cual cuando se calcularon los esfuerzos en servicio se consideró el módulo de sección de la sección original.

Solo en el caso de la carga viva se utilizó el módulo de sección con la sobrelosa incluida, ya que para este momento la estructura estará trabajando en sección compuesta.

Regresando al análisis de los esfuerzos, se tiene que los valores admisibles en el concreto -en kg/cm²- son los siguientes:

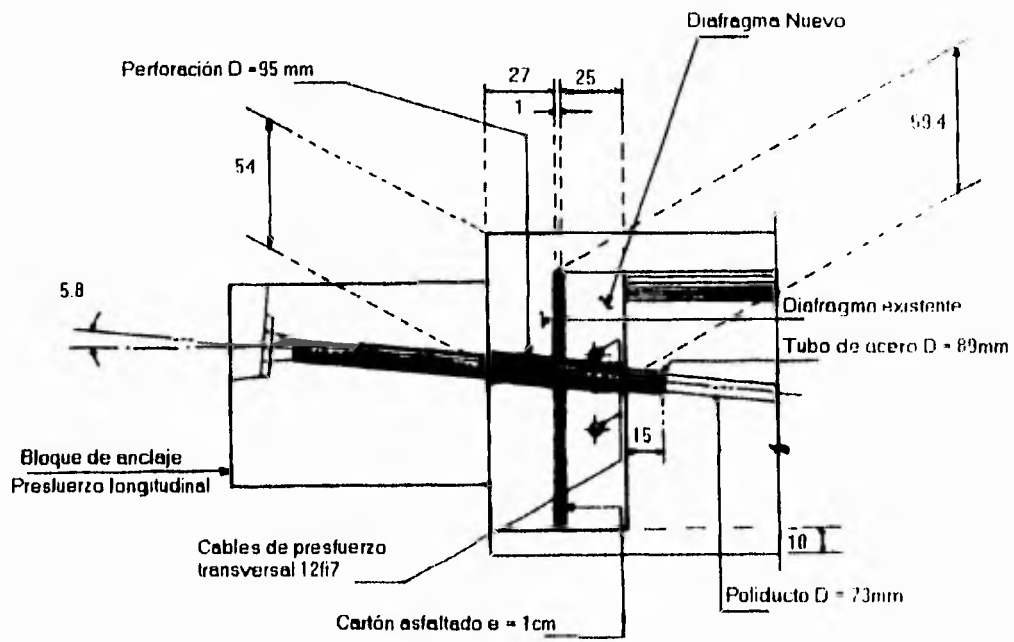
	AL TENSADO	EN SERVICIO
COMPRESION =	0.6 f _c	0.4 f _c
TENSION =	1.988 f _c ^(1/2)	0

Las expresiones arriba descritas son las que se aplican en nuestro país. Se debe tomar en cuenta que tratándose de una reparación si es posible admitir ciertas tensiones en la fibra inferior de la viga en SERVICIO, ya que aún antes de reforzar este elemento se autosoportaba.

Una vez que se ha definido la fuerza de presfuerzo que se requerirá así como el trazo de los cables, un punto importante por definir es como se sujetarán dichos cables a la estructura. Esto se realiza por medio de anclajes y desviadores.

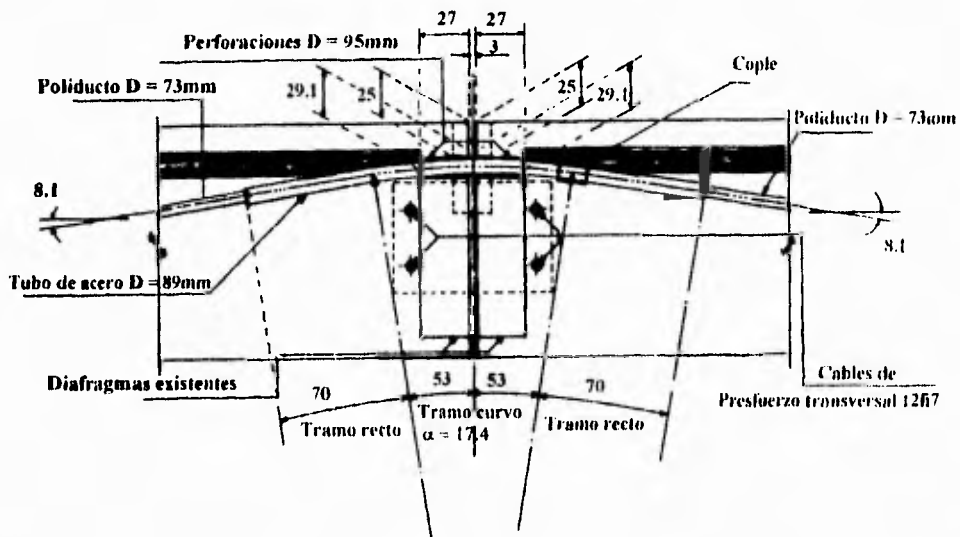
En el caso de los anclajes de extremo estos pueden ubicarse en el extremo del tablero atrás de las trabes o con bloques entre trabes. En el caso del primero se construye un bloque cuya finalidad es recibir los anclajes y distribuir los esfuerzos generados, mientras que en el caso de los bloques entre trabes se construye un bloque entre las trabes que sea lo suficientemente rígido para soportar los anclajes. Este bloque se fijará a la estructura mediante presfuerzo transversal aplicándole una fuerza que dependerá del plano de fricción entre el bloque y la trabe.

Un ejemplo del anclaje atrás de las trabes es el que se muestra en el dibujo III.13.



Anclaje atrás de las traves
 Dibujo III.13

En el caso de los desviadores se tiene que los esfuerzos generados en estos elementos son menores a los existentes en los anclajes -lo cual no implica que no se tenga el mismo cuidado en su diseño- siendo un detalle muy importante el de colocar dentro del desviador un tubo metálico rígido con la curvatura deseada para lograr con esto un adecuado reparto de las presiones. En el dibujo III.14 se muestra la composición de un desviador con el tubo de acero antes mencionado.



Tubo metálico rígido dentro del desviador
Dibujo III.14

III.3.4 Revisión de cortante:

Como se mencionó antes, el presfuerzo aplicado tomará parte del cortante de la viga con la componente vertical como se explica a continuación:

- Fuerza aplicada por los 2 cables (al infinito): 221.80 Ton

- Ángulo del cable: 8°

por lo tanto quedará aplicada una fuerza de:

$$V_{\text{presf}} = 221.80 * \text{sen } 8^\circ = 30.78 \text{ Ton.}$$

Con esta fuerza queda cubierta la escasez que presentaba el cortante resistente.

III.3.5 Inyección de fisuras con resinas epóxicas:

Previo a la aplicación del presfuerzo se inyectarán las fisuras con resinas epóxicas

La finalidad de este sistema, es la de rellenar las fisuras con resina y posteriormente solucionar con el presfuerzo exterior -ya calculado- la escasa resistencia de la sección, eliminando así las causas que dieron origen a estas fisuras.

La inyección se podrá realizar cuando la abertura sea mayor a 0.3 mm. Cuando sea inferior tan solo se pintará la superficie con una pintura epóxica que evita la penetración de la humedad.

El procedimiento para realizar la inyección consistirá en tapar con un sello exterior las fisuras, dejando una boquilla por la cual se mandará la resina. Dependiendo del espesor de la grieta se especificará la fluidez de la resina.

III.3.6 Cambio de apoyos:

Para el cambio de apoyos es importante antes de realizar cualquier cálculo, el conocer las causas que originaron los daños en dichos apoyos para que el nuevo trabajo realizado sea satisfactorio.

Entre las principales causas por las cuales fallan los apoyos, se encuentran las siguientes:

- Vibraciones por carga viva que hacen que el apoyo falle y se salga del área de contacto.
- Mal diseño del apoyo.
- Mal diseño de la junta de calzada.
- Apoyos que no están colocados paralelos a la superficie de contacto.
- Apoyos de neopreno que no están reforzados en su interior con placas de acero.

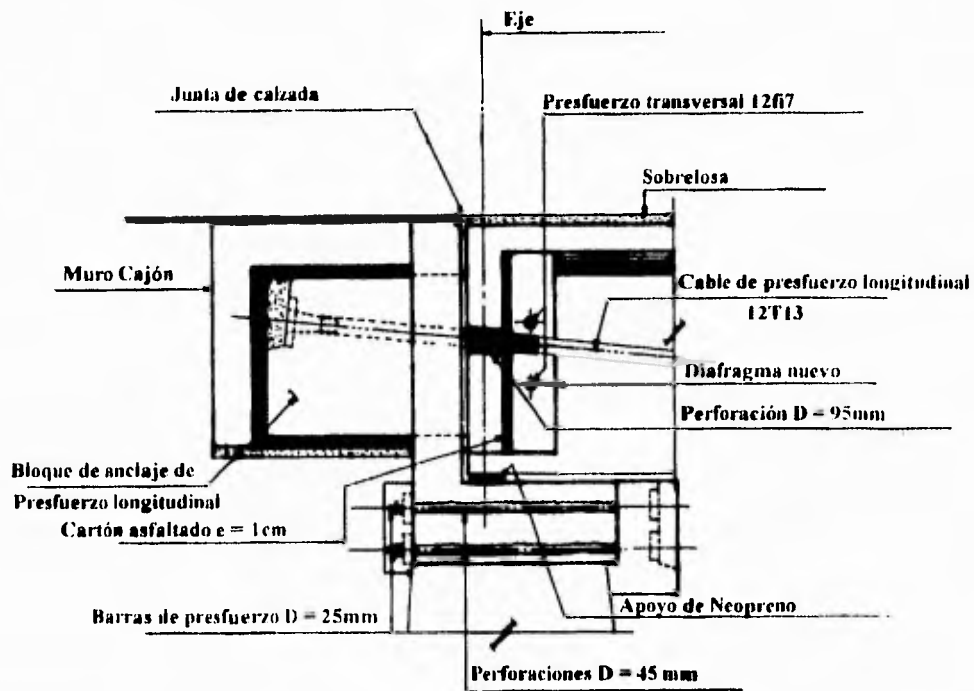
De la lista arriba mencionada, habrá que preguntarse cuales fueron las principales causas que originaron los daños/falla de los apoyos, revisando si están correctamente colocados y si la capacidad de carga del apoyo actual satisface las condiciones de carga viva existentes. Otra opción puede ser que el tipo de apoyo que se colocó no es el adecuado para la estructura en cuestión.

Contestadas las preguntas anteriores se puede proceder al diseño de los apoyos no olvidando considerar aspectos como son acortamiento elástico, ángulo de rotación de los apoyos y temperatura como los principales.

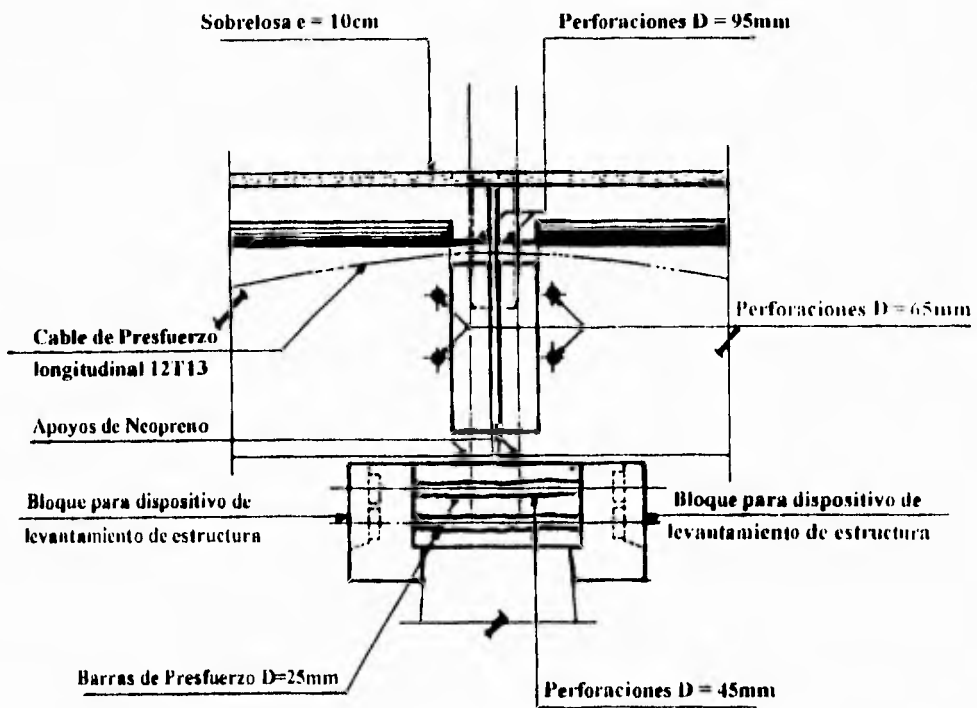
El cambio se realizará levantando la estructura con gatos hidráulicos que se pueden colocar bajo el diafragma, por la trabe cuando existe el espacio necesario o a partir de un bloque o estructura adicional. Esta decisión dependerá lógicamente de la geometría del puente en la zona de estribos y pilas.

En el dibujo III.15 se aprecia como se puede levantar el puente a partir de estructuras adicionales en las cuales se colocan unas barras de presfuerzo las cuales actuarán por fricción -contacto del estribo/pila contra el bloque de la estructura adicional- para evitar el movimiento de la estructura de su posición definitiva.

Una vez que se haya levantado la estructura se retirarán los apoyos viejos y las superficies deberán ser limpiadas y niveladas horizontalmente antes de colocar los nuevos apoyos. En este proceso puede ser posible que se necesite colocar grout para asegurar el contacto total entre el apoyo y las superficies adyacentes.



Levantamiento del puente a partir de estructuras adicionales (Zona de estribo)
 Dibujo III.15 (a)



Levantamiento del puente a partir de estructuras adicionales (Zona de pilas)
 Dibujo III.15 (b)

III.3.7 Cambio de Juntas de calzada:

Algunos de los principales propósitos de una junta de calzada son los siguientes:

- Evitar o reducir al máximo la cantidad de agua, tierra y azolve en general que se filtra a los cabezales y que tanto daña a los apoyos.
- Seguridad y comodidad para los conductores al transitar sobre estas juntas del puente.

En un puente existente los principales movimientos se deben a variaciones en la temperatura y a carga viva -incluido el impacto- ya que los efectos de largo plazo como el acortamiento del concreto y otros ya ocurrieron.

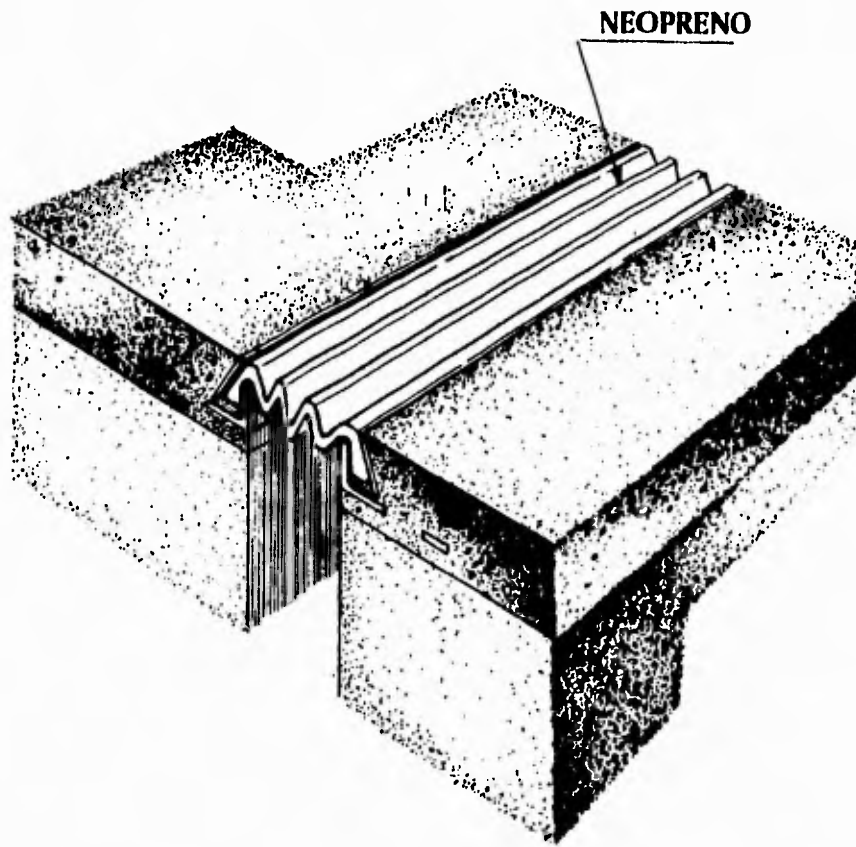
La decisión del tipo de junta a utilizar radicará en varios aspectos como son:

- La geometría del puente
- Las condiciones del tráfico
- Espesor del pavimento
- Si el puente se encuentra muy esviado o no.
- El tipo de clima existente en el sitio en el cual se encuentra la estructura a reparar.

En el dibujo III.16 se muestra un tipo de junta de calzada que ha tenido un buen desempeño y que es una de las que se pueden utilizar en este tipo de puentes.

Por último, cabe mencionar que el cambio de las juntas de calzada debiera de realizarse simultáneamente con el remplazo de la superficie de rodamiento para de esta manera garantizar un mejor trabajo.

JUNTA DE DILATACION



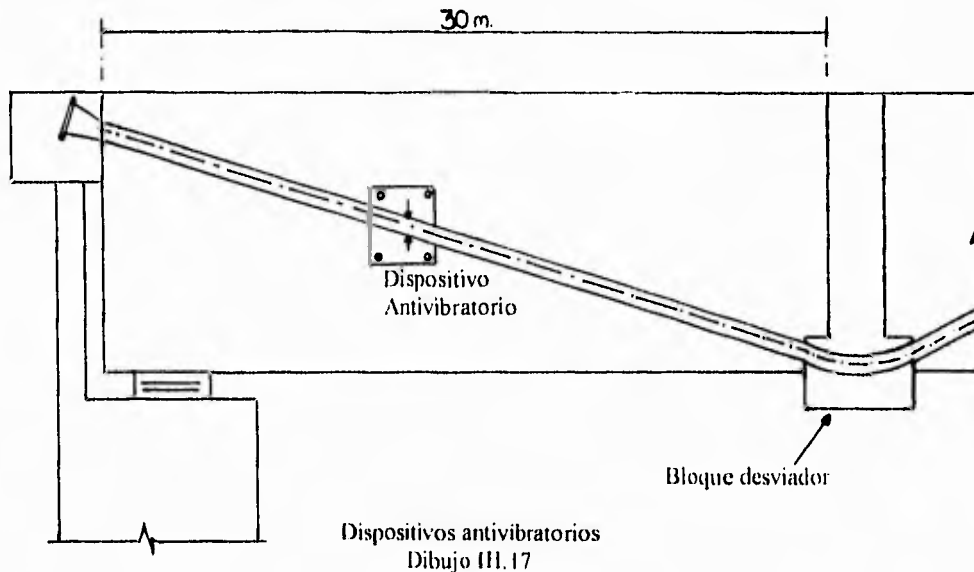
Junta de calzada
Dibujo III.16

III.3.8 Dispositivos Antivibratorios:

El objetivo principal de estos dispositivos es el de aumentar la frecuencia propia de los cables al reducir su longitud libre.

La importancia de cambiar la frecuencia, radica en que una vez que empiezan a circular las cargas sobre el puente, existe un gran riesgo de que los cables entren en resonancia por el efecto de las vibraciones del tablero (la amplitud de estas vibraciones puede ser tal, que llegue a romper los torones de un cable). En el caso de un cable 12T13 con una longitud libre de 30 m, se tiene que su frecuencia es de 5 Hertz. Al colocar los dispositivos como los que se muestran en el dibujo III.17 para reducir la longitud libre, se logrará el objetivo arriba mencionado.

Como se puede ver los aspectos a considerar dentro de la reparación de un puente, son muy diversos y complejos por lo que se requiere de un cierto grado de especialización dentro de este campo para que el resultado obtenido de estos trabajos sea benéfico para la estructura y posteriormente no sea necesario realizar una segunda reparación que corrija las deficiencias de la primera.



CAPITULO IV. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Durante varios años cuando la economía de nuestro país se encontraba en crecimiento, se pensaba que era muy importante construir obras nuevas, olvidándose del mantenimiento de las ya existentes.

Esto se debía a que las reparaciones se consideraban como obras de segunda y no muy confiables por la falta de conocimiento en este ramo, lo que era equivocado, ya que cualquier obra que se construye, necesariamente requiere mantenimiento y conservación.

En las condiciones actuales en las que se encuentra el país se ha vuelto de vital importancia el conservar lo que se tiene de la red de carreteras federales, autopistas, caminos troncales, etc. en buen estado y con la cantidad de recursos necesarios, y asignar los montos antes utilizados en las obras nuevas a otros proyectos de beneficio social, por el momento, se deben construir sólo las obras nuevas imprescindibles.

Por lo tanto si se considera que la REPARACION de un puente -o incluso su MODERNIZACION- se puede realizar con tan solo del 20 al 30 % del valor de una estructura nueva y además se le devuelve a la estructura la capacidad que requiere para soportar su peso propio y el de las nuevas cargas vivas que circulan sobre el puente con los factores de seguridad adecuados, resalta a simple vista que la reparación de un puente ya no puede ser considerada como una obra de segunda.

Adicionalmente, a un puente nuevo se le debe agregar el costo social y político que implica la construcción del mismo, por las interrupciones de tránsito, las desviaciones que hay que realizar y el tiempo de ejecución de la obra.

Por lo tanto, y en forma general se concluye que es mucho más recomendable realizar una reparación que la construcción de una estructura nueva.

Se concluye así mismo, que se debe saber que información buscar para poder dar un correcto diagnóstico del estado de la estructura, así como que los datos recabados durante la inspección detallada de un puente, son de vital importancia para poder realizar un correcto proyecto de reparación.

Se recomienda que el Ingeniero que realice tanto los proyectos como los trabajos de reparación, tenga una amplia experiencia y los conocimientos necesarios para poder dar la solución adecuada. Se puede decir que esta rama es una especialización dentro del área de puentes a la cual se le debiera dar mayor difusión.

Otra recomendación -que de hecho es una verdadera necesidad- es la de realizar inspecciones periódicas a los puentes para que, en caso de detectar alguna anomalía, se solucione lo antes posible. Se ha visto que el costo de las pequeñas reparaciones y mantenimiento del puente es bastante bajo cuando se llevan a cabo las medidas correctivas a tiempo. Si por el contrario, se dejan avanzar estas anomalías, el costo de la futura reparación se elevará en forma exponencial. En el caso de las estructuras ya reparadas - si se prevee -, se puede verificar que las tensiones en los cables de presfuerzo exterior no varíen considerablemente de las que se proyectaron.

Lo logrado en este puente y en muchos más, es una muestra más de lo avanzado que se encuentra la Ingeniería Civil Mexicana y que con el esfuerzo conjunto de las autoridades encargadas de la educación, las dependencias gubernamentales y las empresas contratistas, se puede aún lograr mucho más.

ANEXO I

Nomenclatura:

1.- ACCIONES:

CM: Cargas permanentes

CV: Carga viva (variable)

CA: Carga accidental

S: Sismo

V: Viento

T: Temperatura

2.- SOLICITACIONES:

M: Momento flexionante

Mcm: Momento debido a carga muerta

Mcv: Momento debido a carga viva (variable)

Mu : Momento último

-

Mn : Momento permisible

N: Fuerza normal (que no se deba al presfuerzo)

T: Momento de torsión

V: Cortante

Vcm: Cortante debido a carga muerta

Vcv: Cortante debido a carga viva (variable)

Vu : Cortante último

-

Vn : Cortante permisible

P: Fuerza normal debido al presfuerzo

3.- ESFUERZOS:

f_e : Límite elástico de aceros pasivos (acero de refuerzo)

f_{prg} : Límite de ruptura garantizado del acero de presfuerzo

f_{peg} : Límite de elasticidad del acero de presfuerzo

f_{cj} : Resistencia del concreto a la compresión a los j días

f_{tj} : Resistencia del concreto a la tensión a los j días

(*) NOTA: cuando aparezca una testa sobre un esfuerzo, significa que se trata de un esfuerzo admisible

4.- GEOMETRIA:

A_s : Area de acero de refuerzo

A_p : Area de acero de presfuerzo

e : excentricidad

L : longitud del claro

5.- OTROS VALORES:

E_{ij} : Módulo de elasticidad longitudinal instantáneo del concreto a j días (Módulo de Young)

E_s : Módulo de elasticidad longitudinal de acero de refuerzo

E_p : Módulo de elasticidad longitudinal del presfuerzo

BIBLIOGRAFIA

- 1.- Le beton precontrainte aux etats-limites.
Thonier, Henry.
Ed. L'ecole Nationale des Pontes et Chaussees.
2a. ed., Paris, 1992.
- 2.- Prestressed Concrete Structures.
Collins, Michael P./Mitchell, Denis.
Ed. Prentice Hall.
1st ed., New Jersey, 1991.
- 3.- Guide Specifications for Strength Evaluation of existing steel
and concrete bridges.
AASHTO.
Ed. AASHTO.
1st ed., Washington, 1989.
- 4.- Standard Specifications for Highway Bridges.
AASHTO.
Ed. AASHTO.
15th ed., Washington, 1992.
- 5.- Ingeniería Estructural.
Comportamiento de miembros y sistemas, Volumen 3.
White, Gergely y Sexsmith.
Ed. Limusa.
1a. reimpression, México DF, 1987.
- 6.- Remedial Design.
Ministry of Transport Denmark.
Christensen, Hans Henrik/Jespersen, Soren.
Ed. S.C.T.
1a. ed., México, 1994.
- 7.- Bridge Analysis Simplified.
Bakht, Baidar/Jaeger, Leslie G.
Ed. Mc. Graw-Hill.
1a. ed., Singapur, 1987.

- 8 - Mecánica de Materiales.
Gere-Timoshenko.
Ed. Iberoamérica
2a. ed., México, 1986.
- 9.- Conferencia "El Presfuerzo Exterior".
Ing. Lacroix, Roger.
México, 1991
- 10.- Freyssinet magazine
Noviembre, 1993
Francia