

23
del

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO



ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES

‘‘ A R A G O N ’’

FALLA DE ORIGEN
CRITERIOS PARA EVALUAR LA
CAPACIDAD DE CARGA EN PUENTES
EXISTENTES DE CONCRETO REFORZADO

T E S I S
Que para obtener el Título de:
I N G E N I E R O C I V I L
P r e s e n t a :
SERGIO ESPINOSA MARES

San Juan de Aragón Edo. de Méx.

1995



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 está 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

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES

ARAGÓN
DIRECCION

SERGIO ESPINOSA MARES
P R E S E N T E .

En contestación a su solicitud de fecha 1º de marzo del año en curso, relativa a la autorización que se le debe conceder para que el señor profesor, Ing. AMILCAR GALINDO SOLÓRZANO pueda dirigirle el trabajo de Tesis denominado " CRITERIOS PARA EVALUAR LA CAPACIDAD DE CARGA EN PUENTES EXISTENTES DE CONCRETO REFORZADO", con fundamento en el punto 6 y siguientes, del Reglamento para Exámenes Profesionales en esta Escuela, y toda vez que la documentación presentada por usted reúne los requisitos que establece el precitado Reglamento; me permito comunicarle que ha sido aprobada su solicitud.

Aprovecho la ocasión para reiterarle mi distinguida consideración.

ATENTAMENTE

"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"

San Juan de Aragón, Mex., 23 de marzo de 1994

EL DIRECTOR

M en CLAUDIO C. MERRIFIELD CASTRO

- c c p Lic. Alberto Ibarra Rosas, Jefe de la Unidad Académica.
c c p Ing. José Paulo Mejorada Mota, Jefe de la Carrera de Ingeniería Civil.
c c p Ing. Amilcar Galindo Solórzano, Asesor de Tesis.

CCMC/AIR/11a.

GRACIAS DOY A TI DIOS

POR DARME LA VIDA Y LA FUERZA NECESARIA PARA CONCLUIR MI TRABAJO.

15 Mira, yo he puesto delante de ti hoy
la vida y el bien, la muerte y el mal:
16 Porque yo te mando hoy que ames á
Jehová tu Dios, que andes en sus caminos,
y guardes sus mandamientos y sus estatutos
y sus derechos, para que vivas y seas
multiplicado, y Jehová tu Dios te bendiga
en la tierra á la cual entras para
poseerla.

DEUTERONOMIO 30; 15.16

A MIS PADRES

POR CUIDAR DE MI Y HABER HECHO DE MI UN HOMBRE DE PROVECHO.
GRACIAS LES DOY CON TODO MI CORAZON.

A LA MEMORIA DE MI PADRE

SRA. RUPERTO ESPINOSA MUÑOZ. POR TODO EL TIEMPO QUE NOS DEDICO A
MI MADRE Y HERMANOS. Y POR IMPULSARME EN MIS ESTUDIOS. GRACIAS,
TE DEDICO ESTA TESIS, SIEMPRE TE LLEVARE EN MI CORAZON.

A MI MADRE

SRA. MARIA MARES ALVAREZ POR DARME AMOR Y COMPRESION DURANTE
TODOS LOS AÑOS DE MI VIDA. PORQUE SIN IMPORTAR NADA SIEMPRE
PROCURAS LO MEJOR PARA MI. AUN A COSTA DE PREOCUPACIONES,
DESVELOS Y SACRIFICIOS. GRACIAS, TE QUIERO MUCHO.

A MIS HERMANOS

RUPERTO

LILIA

ELISA

DANIEL

DELIA

POR TODA SU AYUDA INCONDICIONAL. PORQUE ME AYUDARON DURANTE MIS ESTUDIOS Y EN LA CONCLUSION DE MI TESIS. LES DEDICO ESTE TRABAJO DESEANDO QUE LES SIRVA COMO UN EJEMPLO DE SUPERACION Y SACRIFICIO. SEPAN QUE TODO LO QUE INICIEN EN LA VIDA AL FINAL TIENE SU RECOMPENSA. CONTINUEN ADELANTE Y CUMPLAN CON SUS METAS. SUPERENSE CADA DIA MAS, SIEMPRE POR EL CAMINO DEL BIEN. GRACIAS A TODOS.

LUPITA

EN MI VIDA HABIA SENTIDO, JAMAS, UNA EMOCION TAN GRATA DE TENER A ALGUIEN COMO TU JUNTO A MI. PORQUE CON TU AMOR Y CARINO, QUE SIEMPRE ME DAS, ME AYUDARON A CONTINUAR Y SEGUIR ADELANTE. PORQUE NO IMPORTARON LOS PROBLEMAS, SIEMPRE SUPIMOS SALIR Y SUPERARNOS. GRACIAS POR TODO, TE AMO Y SIEMPRE TE AMARE.

GRACIAS A TODOS LOS INGENIEROS DE SERVICIOS TECNICOS DE LA SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES, QUE ME AYUDARON DESINTERESADAMENTE A LA REALIZACION DE MI TRABAJO.

A TODOS MIS PROFESORES QUE ME FORMARON ACADEMICAMENTE EN LAS AULAS, MUCHAS GRACIAS.

UN AGRADECIMIENTO MUY ESPECIAL AL ING. AMILCAR GALINDO SOLORZANO POR ACEPTAR SER MI DIRECTOR DE TESIS. POR SUS SABIOS CONSEJOS Y POR SU AYUDA INVALUABLE QUE FUE NECESARIA PARA LA REALIZACION DE ESTE TRABAJO. MUCHAS GRACIAS.

CRITERIOS PARA EVALUAR LA

CAPACIDAD DE CARGA

EN PUENTES EXISTENTES DE

CONCRETO REFORZADO.

I N D I C E.

	PAGINA.
1. INTRODUCCION.....	1
2. EVOLUCION DE LAS NORMAS DE DISEÑO.....	4
3. EVOLUCION DE LAS CARGAS VIVAS.....	9
4. METODOLOGIA PARA LA EVALUACION DE CAMPO.....	18
5. METODO DE CALCULO TEORICO PARA LA CAPACIDAD DE CARGA.....	34
6. APLICACION A UN EJEMPLO.....	50
7. PRUEBAS DE CARGA Y SU EVALUACION.....	93
8. CONCLUSIONES.....	99

C A P I T U L O 1

I N T R O D U C C I O N .

Los puentes son unas de las obras civiles más importantes en una nación porque garantizan la continuidad de los caminos, los que a su vez, permiten el tránsito de mercancías y de personas e integran al país.

Uno de los problemas mayores a que se enfrenta la red nacional de carreteras es la falta de conservación que ha motivado su deterioro creciente por efecto de las acciones del intemperismo y por el aumento considerable de las cargas de los vehículos pesados que circulan por ellas.

En el caso de los puentes este deterioro ha afectado a un gran número de ellos que resultan inadecuados para las condiciones actuales del tránsito.

La modernización económica del país hace necesario modificar las carreteras existentes para garantizar la circulación expedita y segura del tránsito. Esta modernización implica revisar los puentes existentes para adecuarlos a las solicitaciones impuestas por las nuevas cargas.

En la presente tesis se establecen los criterios para evaluar la capacidad de carga en los puentes existentes de concreto reforzado. Con base en estos criterios es posible determinar el refuerzo que deberá darse a un puente para integrarlo a una vía de comunicación modernizada.

En la tesis se empieza por describir la evolución histórica de las normas de diseño y de las cargas vivas que utilizan en México para este tipo de estructuras. Estos temas se desarrollan en los capítulos 2 y 3 respectivamente.

Posteriormente en los capítulos 4 y 5 se establece la metodología para evaluar en el campo una estructura y para calcular teóricamente su capacidad de carga.

Frecuentemente los resultados obtenidos teóricamente se calibran observando el comportamiento real de la estructura en una prueba de carga. En el capítulo 7 se dan los lineamientos para la realización de esas pruebas y para su evaluación.

Los conceptos desarrollados en los capítulos descritos se ejemplifican en forma numérica en el capítulo 6 en que se aplican al cálculo del reforzamiento de un puente en el Estado de Tlaxcala que presenta daños importantes por falta de conservación y acción de cargas mayores a las consideradas en el proyecto.

Finalmente en el capítulo 8 se presentan las conclusiones obtenidas en este trabajo y que son un resumen de los puntos más importantes de los capítulos anteriores. El autor de esta tesis espera que este modesto trabajo resulte de utilidad para los estudiantes e ingenieros interesados en el difícil problema de rehabilitación de estructuras existentes.

C A P I T U L O 2

E V O L U C I O N

D E L A S

N O R M A S D E D I S E Ñ O

La estandarización del diseño de cualquier tipo de estructura requiere de un cuerpo normativo en el que se implanten criterios uniformes de seguridad y procedimientos también uniformes de cálculo.

En nuestro país los puentes carreteros modernos adecuados al tránsito de vehículos automotores empezaron a construirse en 1925, al fundarse la Comisión Nacional de Caminos como una respuesta del Gobierno mexicano ante las demandas de la sociedad que deseaba tener caminos adecuados a los nuevos vehículos. Como en ese tiempo la ingeniería mexicana carecía de la experiencia, la tecnología y los capitales necesarios para afrontar esos problemas, el Gobierno de la República recurrió a contratar empresas constructoras de los Estados Unidos. La procedencia de esas empresas se explica por la cercanía de ese país al nuestro y por la experiencia acumulada por ellas, puesto que en los Estados Unidos se empezaron a construir carreteras modernas desde principios de siglo.

Los ingenieros mexicanos que empezaron siendo empleados de esas empresas extranjeras pronto absorbieron y adaptaron a las necesidades nacionales la tecnología que esas empresas traían y pronto empresas nacionales fueron desplazando a las norteamericanas.

Este desarrollo histórico explica que en México se hayan adaptado como normas de diseño para carreteras y puentes las normas de A.A.S.H.T.O.

Estas son las siglas de la Asociación Norteamericana de Funcionarios de Carreteras y de Transportes Estatales. En un principio los caminos y puentes en los Estados Unidos se construían al arbitrio de los ingenieros constructores, puesto que no existían normas. Esto naturalmente condujo a un gran desorden por lo que pronto se adoptaron normas pero estas eran diferentes para cada uno de los Estados de la Unión Americana, lo que dió por resultado incongruencias en la red de ese país. Para acabar con estas incongruencias, un grupo de funcionarios de los Gobiernos de los Estados fundó una asociación que desarrolló normas uniformes para ese país y que se han extendido a otros países como México.

Las normas A.A.S.H.T.O. son válidas para puentes de estructura común y con un claro no mayor de 40 metros. Los puentes especiales y los puentes de grandes claros no se pueden diseñar conforme a las normas A.A.S.H.T.O. sino que requieren de estudios especiales en el laboratorio y en el campo. Las normas A.A.S.H.T.O. se dividen en el caso de los puentes en dos grandes capítulos, el primero se refiere al diseño y el segundo a la construcción. De acuerdo con el tema principal de esta tesis resulta interesante hacer notar que no existen normas propiamente abocadas a la conservación de estructuras, por lo que el trabajo del ingeniero encargado de definir acciones de conservación se debe basar en su propia experiencia y en las extrapolaciones que pueda hacer sobre la normativa para diseño y construcción.

En lo que se refiere a las normas de diseño es bien sabido que inicialmente estas se basaban en el método de los esfuerzos de trabajo y los factores de seguridad. En resumen este método consiste en calcular los esfuerzos máximos de trabajo que las cargas de servicio causan en las secciones críticas de la estructura y en asegurarse que esos esfuerzos sean menores que los permisibles definidos como los esfuerzos que causan la ruptura de las probetas de los materiales divididos entre factores de seguridad que para cargas permanentes valen alrededor de 2.

Este procedimiento de diseño empezó a desarrollarse hacia 1900 y alcanzó su máximo desarrollo hacia 1950. Sin embargo resultaba un procedimiento que conducía a numerosas incongruencias y que no aseguraba un margen uniforme de seguridad en una estructura. Por esta razón ha sido sustituido por el método de la resistencia última en el que el proyectista no se preocupa de definir los esfuerzos en las secciones críticas sino que únicamente procura calcular los elementos mecánicos que causarían la falla de esa sección, a los que se llama los elementos últimos. Posteriormente el proyectista compara estos elementos últimos por lo que producen las cargas últimas que son las cargas de servicio multiplicadas por factores de carga. La seguridad se garantiza si los elementos últimos producidos por las cargas son menores que los resistentes de la sección.

Los valores de los factores de carga se fijan en función de la distribución estadística de los valores de las cargas de servicio. El factor de carga vale alrededor de 2 pero es menor para cargas que son

bien conocidas y no presentan variaciones y es mayor para cargas inciertas que presentan una gran dispersión.

El método de diseño último fue rápidamente adaptado para el cálculo de estructuras de edificios, en códigos como el del A.C.I. (Instituto Americano del Concreto). Sin embargo, en el caso de los puentes su adopción fue más lenta. Las normas A.A.S.H.T.O. sólo adoptaron este método, como un método alternativo de diseño hacia 1980 en la actualidad estas normas recomiendan con igual detalle tanto el método de diseño último como el de los esfuerzos de trabajo. Por otra parte en México la costumbre de los proyectistas hace que en la mayor parte de los casos los puentes se sigan calculando por el método de los esfuerzos de trabajo.

Es importante tener en cuenta esta evolución de las normas de diseño a la hora de evaluar la capacidad de carga de un puente existente ya que el método tradicional de los esfuerzos de trabajo es generalmente conservador y esto explica que muchos puentes antiguos no presenten daños a pesar de estar soportando cargas rodantes superiores a las de diseño. En estos casos se debe revisar la estructura por el método de la resistencia última y sólo se debe reforzar si por este método no pasa.

C A P I T U L O 3

E V O L U C I O N

D E L A S

C A R G A S V I V A S.

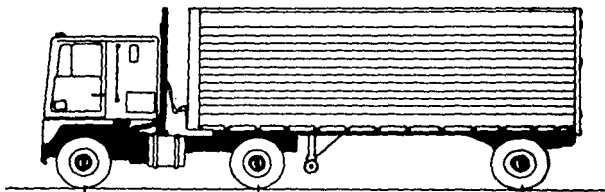
NOTAS HISTORICAS.

Con el transcurrir del tiempo, la construcción de caminos en México, ha estado a cargo de diferentes dependencias. Así tenemos que, después de la Revolución Mexicana, se da un inicio en la construcción de carreteras con la creación de la Comisión Nacional de Caminos en 1925. Al paso del tiempo, esta Comisión se transformó en la Dirección Nacional de Caminos (D.N.C.) en el año de 1932, dependiente de la Secretaría de Comunicaciones y Obras Públicas (S.C.O.P.), más adelante, la D.N.C. se extendió formándose varias Direcciones Generales (de Carreteras Federales, de Cooperación, de Conservación, etc.) incorporadas a la Secretaría de Obras Públicas (S.O.P.) y posteriormente a la de Asentamientos Humanos y Obras Públicas (S.A.H.O.P.), y ahora, a la de Comunicaciones y Transportes (S.C.T.). La construcción de puentes para estas vías de comunicación ha correspondido a estas Dependencias Federales, excepto que, en los últimos sexenios, han intervenido activamente los Gobiernos de los Estados.

Ahora en lo referente a las cargas vivas, se tiene que, estas han ido evolucionando al paso del tiempo. De esta manera sabemos que, las cargas vivas de proyecto para los puentes carreteros consistieron, primeramente, en un camión único de dos ejes con un peso total de 13.6 toneladas, y al publicarse la primera edición de las especificaciones A.A.S.H.O., en 1935, en la carga viva H-15, basada en un camión de 13.6 toneladas (30,000 libras) por banda o carril, o en una carga viva equivalente. El ancho de calzada de los

puentes fué de 5.20 m. para superestructuras metálicas y de 5.70m para puentes de concreto reforzado; se cree que la causa de esta diferencia se debía a que el ancho de cada carril de circulación era de 9' (2.75 m.), por lo que, para puentes metálicos con dos hojas de trabe ó armadura, que eran los que se usaban en claros medianos y grandes, el proyecto se hacía para un solo carril, (menos de $2.75 * 2 = 5.50$ m.), pero tratándose de claros pequeños con muchos elementos principales de soporte, no había diferencia de esfuerzos si se proyectaban para un solo carril o para dos carriles (5.70 m. > 2.75 m. $* 2$). Curiosamente, existen varios puentes de construcción mixta que tienen ambos anchos de calzada.

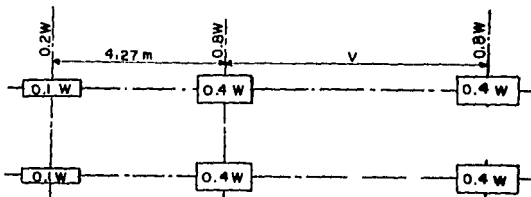
Para el año de 1946 se adoptó un ancho de calzada de 6.70m. (22'), pero se conservó la carga de proyecto H-15, y sólo excepcionalmente otras cargas vivas de proyecto. No fué, sino hasta el año de 1956 que se adoptó la carga viva de proyecto H-15-S12 (ahora - HS-15), esta carga fué basada en un camión con semirremolque con un peso total de 24.5 toneladas, y el ancho de calzada se previó de 7.50 m.; en el año de 1972 se adoptó la carga viva HS-20, que era la carga viva de proyecto máxima que prevelan las especificaciones A.A.S.H.O.- (actualmente A.A.S.H.T.O.), esta carga es basada en camiones con semirremolques, con un peso total de 32.7 toneladas métricas (Fig.1), y anchos de calzada en caminos troncales superiores a los 9 metros. Las especificaciones de referencia no prevén cargas mayores en la actualidad.



HS-20-44 (MS18) 3.6 ton.
 HS-15-44 (MS13.5) 2.7 ton.

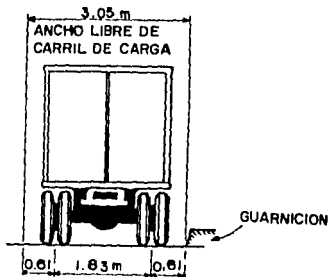
14.5 ton.
 10.9 ton.

14.5 ton.
 10.9 ton.



W = PESO COMBINADO DE LOS 2 PRIMEROS EJES, EL CUAL ES EL MISMO DEL CAMION H (M) CORRESPONDIENTE.

V = ESPACIAMIENTO VARIABLE DE 4.27 o 9.14 m, UTILIZANDOSE EL QUE PRODUZCA LOS MAYORES ESFUERZOS.



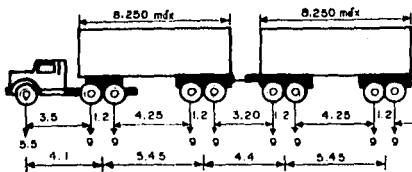
CAMIONES STANDARD HS (MS)
ESPECIFICACIONES A.A.S.H.T.O.

Fig.1

Como punto final, nos referiremos a la publicación de Reglamentos Federales acerca de peso y dimensiones de vehículos, que han cambiado con el tiempo, y que han reglamentado las características legales de las cargas vivas. Actualmente en la reciente edición del Reglamento, considera un camión (Tractor) de tres ejes con semi rromolque de tres ejes y con un peso total de 46 toneladas, que se ha denominado T3-S3, así como un camión (Tractor) de tres ejes, un semirremolque de dos ejes y un remolque completo de cuatro ejes, con un peso total de 77.5 toneladas, y que se ha denominado T3-S2-R4 (Fig. 2). En esta figura 2 se observan los momentos flexionantes que producen los vehículos "reglamentarios" en claros libremente apoyados; si se compararan los momentos flexionantes que produce el vehículo T3-S2-R4 con los de la carga HS-20, resultan 36% mayores para el claro de 15 m., 54% para el claro de 20 m. y 88% mayores para un claro de 30 m.

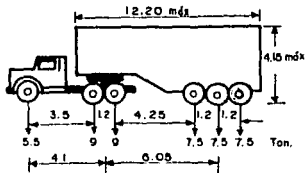
EVOLUCION DEL EQUIPO AUTOMOTRIZ.

Inicialmente, en su construcción, los camiones automotrices fueron de dos ejes con llantas macizas de hule, pero a partir del final de la primera guerra mundial (1918), se difundió la llanta neumática (única en uso en la actualidad), y ya para finales de los veinte, se inició la construcción de camiones con ejes "landem", el uso de semirremolques y el de remolques completos.



CAMION T3-S2-R4
(Pesos en toneladas y por eje. -)

CAMION T3-S2-R4		
CLARO (m.)	M. máx. (Ton. m.)	V. máx. (Ton.)
15	109.26	34.91
16	122.71	36.44
17	136.17	37.80
18	150.68	39.00
19	167.13	40.74
20	185.00	42.30
21	202.89	43.99
22	221.55	45.51
23	240.00	46.90
24	260.15	48.18
25	279.62	49.34
26	299.00	50.42
27	318.34	51.43
28	337.70	52.36
29	357.10	53.22
30	376.90	54.00



CAMION T3-S3
(Dimensiones en metros)

CAMION T3-S3		
CLARO (m.)	M. máx. (Ton. m.)	V. máx. (Ton.)
15	95.54	31.34
16	106.87	32.23
17	118.38	33.04
18	129.75	33.76
19	141.18	34.40
20	152.37	35.00
21	163.94	35.51
22	175.38	35.98
23	186.80	36.42
24	198.26	36.82
25	209.47	37.20
26	221.04	37.52
27	232.60	37.84
28	244.00	38.13
29	255.38	38.40
30	266.70	38.67

CARGAS REGLAMENTARIAS S.C.T.

Fig. 2

En México, a finales de la década de los años cuarentas, se inicia el uso de ejes tandem y el de semirremolques y remolques, y ya para los años sesentas, este tipo de vehículos era de uso generalizado en caminos y carreteras. Ya en los inicios de los años setentas, se autorizaron los ejes "triplex", los cuales se usan ahora, en forma muy amplia en los semirremolques.

La modificación en 1980 del Reglamento de Operación de Carreteras de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes permitió el paso de los camiones T3-S3 y T3-S2-R4 sobre numerosos tramos de la red que por su gran antigüedad contaban con estructuras calculadas para cargas H-15, HS-15 y cuando más HS-20.

Esta situación motivó la aparición de numerosos daños y planteó un grave problema de rehabilitación y reforzamiento de puentes.

Un estudio realizado recientemente por el Instituto Mexicano de Transporte indica que las cargas reales que circulan por las carreteras exceden hasta en un 40% a las cargas autorizadas por el Reglamento en un porcentaje significativo de los camiones cargados, sobretodo los del tipo T3-S3; lo que empeora los daños a los puentes.

Se ha discutido con mucha extensión cuál debe ser el criterio que debe adoptarse para definir la carga de diseño en los puentes que han de reforzarse o en los puentes nuevos.

Algunos proyectistas abogan porque se adopten las cargas ilegales que realmente circulan por la red y que como ya se dijo son 40% mayores que las estipuladas por el reglamento.

Esta posición es excesivamente conservadora por las siguientes razones:

- Los puentes dañados por las sobrecargas aunque numerosos no representan la mayoría de los puentes de la red. Esto se explica porque los criterios de cálculo son generalmente conservadores y las estructuras cuentan con reservas de resistencia que les permiten tomar las sobrecargas indicadas sin problemas de comportamiento.
- La inclusión de México en el Tratado de Libre Comercio de Norte América obligará a nuestros transportistas a disminuir las dimensiones y pesos de los vehículos para hacerlos acordes con los legales en Estados Unidos y Canadá. Este mismo Tratado obligará a las autoridades mexicanas a implantar sistemas efectivos de vigilancia para que se respete el Reglamento.

Por las razones anteriores se estima que lo razonable es tomar como cargas de diseño, tanto para el reforzamiento de puentes existentes como para puentes nuevos las cargas legales del Reglamento: El camión T3-S3 para caminos troncales federales y el camión T3-S2-R4 para autopistas.

Por otra parte debe tenerse en cuenta que estos vehiculos representan un porcentaje pequeño del total de la flota que circula por la red, por lo que la probabilidad de que dos vehiculos de este tipo coincidan, en el mismo sentido sobre la sección de un puente de dos carriles, es baja. Esta consideración permite recomendar que en puentes de dos carriles se considere en uno de ellos el vehiculo T3-S3 (ó el T3-S2-R4 en autopistas) y en el otro carril el HS-20 de A.A.S.H.T.O.

C A P I T U L O 4

M E T O D O L O G I A P A R A

L A E V A L U A C I O N D E

C A M P O.

GUIAS PARA LA EVALUACION DE LA CAPACIDAD.

Generalmente es en los países desarrollados donde se presenta con mayor gravedad el problema de definir el tratamiento que debe darse para los puentes antiguos que conforman su red carretera; ya que en ellos se comenzaron a construir puentes mucho antes que en países en vías de desarrollo como el nuestro. Por esto se han realizado guías para la evaluación de puentes tanto en países desarrollados de Europa Occidental como en los de América del Norte.

Muchos puentes que actualmente conforman la red carretera de los países desarrollados, se encuentran geométrica o estructuralmente obsoletos para las necesidades del tránsito actual. Esto a consecuencia de que en la actualidad algunos de los puentes existentes, cuentan con más de 100 años de antigüedad y muchos otros con edades mayores a 50 años; ya que la construcción de vías de comunicación, en estos países, se inició a mediados del siglo XIX.

Al respecto se han publicado diversos documentos, entre los que se cuentan las "Especificaciones para verificar la capacidad de carga de puentes existentes", publicadas en el año de 1977 por la A.A.S.H.T.O. Por otra parte, la Organización para la Cooperación Económica y el Desarrollo, organismo Europeo que promueve la expansión económica mundial, publicó en 1981 dos documentos relativos a la inspección y al mantenimiento de puentes en los que se dan recomendaciones para calcular la capacidad de carga.

En México, en el año de 1980, se promulga un nuevo reglamento para la operación de caminos, en el que se permitían cargas mayores; a consecuencia de lo cual, en el año de 1982 los problemas de conservación de puentes comenzaron a presentarse de una manera constante, ya que ocurrieron problemas de comportamiento en las estructuras por el paso de cargas muy pesadas.

Gracias a la intervención y al profesionalismo de numerosos ingenieros responsables del mantenimiento de la red carretera, desde el año de 1986 se cuenta con algunos recursos para el cuidado de los puentes.

En la Secretaría de Comunicaciones y Transportes se han hecho trabajos dentro del programa de conservación de puentes, estos trabajos son el producto del constante y minucioso análisis de los documentos extranjeros mencionados anteriormente y de los conocimientos acumulados en la resolución de problemas prácticos en nuestro medio.

METODOLOGIA GENERAL DE EVALUACION.

La evaluación de la capacidad de carga de un puente, puede llevarse a cabo mediante las cinco etapas siguientes:

- 1.- Inspección preliminar.
- 2.- Recopilación y análisis de la documentación.
- 3.- Inspección detallada.

4.- Determinación teórica de la capacidad.

5.- Verificaciones en la obra.

Estas cinco etapas suelen aplicarse para la evaluación de casos importantes.

En el caso de puentes sencillos bastará solo con realizar una inspección preliminar para obtener una evaluación general de la capacidad de carga que nos permita tomar resoluciones sobre la obra.

INSPECCION PRELIMINAR.

La inspección preliminar puede definirse de manera elemental como una observación visual rutinaria de un puente. Esta inspección preliminar puede ser parte de un programa de conservación de puentes y no necesariamente tiene que llevarse a cabo por personal altamente calificado, si no que puede desarrollarse por personal técnico que tenga un breve entrenamiento para revisar este tipo de estructuras.

Los objetivos de esta inspección rutinaria son:

- En primer término es conveniente identificar el puente, esto es, saber el nombre, la ubicación y el nombre del río que salva.
- A continuación describir el tipo de superestructura y subestructura del puente.

- De una manera aproximada medir las principales características geométricas, como son la longitud total, altura, ancho, y claros.
- Determinar daños y anomalías de comportamiento.
- Evaluar los daños.

Al hablar de daños y anomalías, tenemos, por una parte, que si en una estructura se presentan deformaciones y vibraciones excesivas éstas indican que existe una debilidad estructural, ya que se presenta un comportamiento anómalo, aunque no lleguen a presentarse daños físicos en el puente. Sabemos también que si en la estructura se presenta un deterioro físico, es un indicio seguro de daño.

Dentro de la inspección preliminar es de gran trascendencia el verificar la conducta hidráulica de la estructura, para localizar posibles señales de socavación y hacer una investigación del comportamiento vial de la obra. Además de esto, los daños que son de mayor interés, en lo que respecta a la capacidad estructural de una obra son las huellas de golpes, grietas, indicios de corrosión y desconchaduras.

Por último, la inspección preliminar debe acompañarse por una evaluación final, hecha personalmente por el inspector a cargo, mencionando la importancia de los daños encontrados y si estos daños son causa directa de la debilidad de la estructura, deberá ameritarse que se tenga que realizar un estudio detallado.

RECOPIACION Y ANALISIS DE LA DOCUMENTACION.

Cuando se haya tomado la decisión, al término de la inspección preliminar, de llevar a cabo una inspección detallada, será necesario hacer uso de toda la información técnica disponible de la obra. Para poder conocer bajo qué condiciones fue construida la estructura, es importante contar con: planos constructivos, memorias de cálculo, estudios previos al proyecto (suelos, hidráulico, topográfico) reportes de construcción, informes de accidentes, daños y reparación.

Habrán casos en que no se cuente con ninguna información documental disponible de la obra, ya que los puentes han sido construidos por distintas entidades (públicas y particulares), y por esta razón en muchas de ellas no se ha llevado un correcto control de los archivos técnicos; en estos casos lo más viable es cuando menos conocer lo siguiente:

- Año probable de construcción.
- Entidad directora de la construcción (Gobierno Estatal, Gobierno Federal, Municipio o entidad particular).

Para lograr hacer una evaluación en forma más general, de la capacidad de la estructura, los datos anteriores serán de gran ayuda.

INSPECCION DETALLADA.

El objetivo principal de una inspección detallada, puede decirse que es el de obtener datos para la elaboración del proyecto de rehabilitación. Inicialmente se tendrá que planear qué datos son los que se necesitan y en qué zonas del puente.

Esta inspección detallada se llevará a cabo en la obra en que vaya a ser objeto de reforzamiento o reconstrucción. Para esta inspección será necesario, contar con equipos y dispositivos que nos permitan una óptima revisión de la obra; entre los equipos con los que nos podemos auxiliar, tenemos aquellos que nos permitan realizar mediciones con una gran precisión. Además se requieren dispositivos que nos permitan un rápido y seguro acceso a todos los puntos críticos de la obra (como pueden ser escaleras y plataformas móviles).

Enseguida se mencionarán, en una forma general, algunos trabajos importantes que se pueden realizar en una inspección detallada:

- Uno de los primeros puntos que se deben de tomar en cuenta, es la de la comprobación de la congruencia entre los planos del proyecto y la obra real.
- Otra cuestión a realizarse en el caso de que no se cuenten con planos de la obra, es la de un levantamiento geométrico de la

estructura (al respecto se puede uno auxiliar de la fotografía, también de la estéreo-fotogrametría de campo cercano).

- Es muy importante ubicar y cuantificar los daños encontrados en la estructura como pueden ser: medición del espesor desgastado por la corrosión en perfiles metálicos, levantamiento de grietas, citando por escrito su espesor medido en campo por calibradores.
- Por último tenemos la obtención de muestras para las pruebas que deban de llevarse a cabo en el laboratorio, éstas nos va a permitir determinar la calidad de los materiales con que fue construido el puente. La cantidad de muestras debe ser suficientemente representativa, cuando se tenga una estructura de concreto será necesario por lo menos extraer un corazón de concreto para cada elemento típico de la estructura. Cuando se tengan elementos que sufran una menor variabilidad, como pueden ser los aceros estructurales, la cantidad de las muestras puede ser menor.

Por lo que se refiere a la determinación teórica de la capacidad, ésta se tratará en el capítulo V y las verificaciones en la obra en el capítulo VII.

DETECCION Y EVALUACION DE DAÑOS.

Tanto en la inspección preliminar como en la detallada es necesario detectar y evaluar los daños por lo que en seguida se resumen los criterios para realizar esta acción:

1) Un aspecto importante es la observación periódica del comportamiento de los elementos de la subestructura y de la superestructura, bajo el efecto de las cargas.

Con base a las observaciones de este inciso, se puede verificar la existencia de deficiencias estructurales, como son:

- a) Grietas o diversas fallas. Esto nos puede indicar que, la existencia de éstas se deban a deficiencias propias de la construcción, exceso de cargas vivas con respecto a las previstas, o bien, a una deficiencia del proyecto estructural. Incluso puede ser que las fallas aparentes no representen en sí una falla de importancia estructural real y sólo se deba a factores secundarios, que pueden solucionarse en forma simple.
- b) Revisar el estado del acero de refuerzo y de los anclajes, esto con el fin de detectar oxidaciones peligrosas o falta de protección adecuada de estos elementos.

En el caso de puentes de acero estructural, pueden detectarse oxidaciones peligrosas o daños en los elementos estructurales.

- c) En lo referente a deficiencias encontradas en la subestructura, tenemos que, la falta de algunos detalles menores pueden ocasionar graves problemas. Estos detalles menores son sin embargo esenciales para un buen funcionamiento de la estructura, como son los drenes en los estribos y muros de contención; elementos que requieren dichos dispositivos para evitar la acción de empujes hidrostáticos que pueden hacerlos fallar.

También, es muy frecuente encontrar, en la superestructura, la omisión de los apoyos de neopreno, sobre todo en el caso de puentes cortos. Esta omisión provoca que se limite la deformación térmica de la superestructura, provocando que se generen fuerzas horizontales sobre las pilas y estribos, lo que puede hacer fallar la unión entre las coronas y los cuerpos de estos elementos.

Otro problema que suele presentarse, en la superestructura, es la construcción de tramos de ésta sin drenes, generándose el estancamiento del agua de lluvia el que con el tiempo, sobre todo en zonas muy lluviosas, provoca la disgregación

del concreto de la losa, la contaminación del acero de refuerzo y la consiguiente aparición de agujeros.

d) Detección de vibraciones fuertes de la superestructura.

Estas pueden deberse a la gran flexibilidad de sus elementos, aun cuando teóricamente no representen problemas de estabilidad, a la larga pueden provocar el debilitamiento del concreto, o de algunas soldaduras en el caso de estructuras de acero, con lo cual comenzarán a presentarse daños estructurales peligrosos.

e) Es muy común observar, en la superestructura, que debido a las repavimentaciones del camino se ha incrementado el espesor de la carpeta asfáltica sobre el puente hasta dimensiones muy superiores a las de proyecto, lo cual trae como consecuencia un incremento importante de la carga muerta, que puede producir problemas estructurales.

2) También otro punto a tomar en cuenta es la observación que se debe hacer a la subestructura, pero en este caso buscando los efectos de avenidas máximas y de diversos fenómenos naturales. Es conveniente observar lo siguiente:

a) El estado en que se hallan la superestructura, pilas y yesos, observando si han sido dañados por los materiales de arrastre.

b) Es muy importante anotar el efecto que la socavación haya causado en los elementos de la subestructura, debido a que es una de las causas principales de fallas de los puentes. Estos daños pueden ir desde una pequeña disminución de la profundidad de los desplantes, hasta el descubrimiento de los mismos y posibles desplomes de los apoyos, lo cual podría provocar la falla del puente. Además, el efecto de la socavación lateral puede provocar daños en las terracerías o incluso cambiar el curso de la corriente.

c) Es obligatorio realizar, en la subestructura, una inspección inmediatamente de ocurrido un fenómeno destructivo natural, como es el caso de los sismos, ciclones, etc. Esto permitirá detectar los daños que haya podido sufrir la estructura y definir su grado de importancia, con el fin de tener la posibilidad de proyectar su reparación o sustitución, según la gravedad del caso.

Ya que con estos fenómenos suelen presentarse fallas estructurales que van desde los desportillamientos mínimos, hasta los daños fuertes en columnas y los desplazamientos importantes en los tramos de superestructura, con posibles fallas de los apoyos de la misma. Por esto, es importante detectar con oportunidad cualquier problema después de acontecido un fenómeno natural y evitar situaciones que pudieran resultar fatales.

3) Observar la capacidad de operación de los pasos a desnivel (galibos, números de carriles, etc.).

a) Detectar la posible insuficiencia del espacio vertical en pasos a desnivel. Esta provoca daños en la superestructura, debido al impacto de las cajas de los vehículos que circulan por el camino inferior.

La trascendencia de estos daños dependerá de la magnitud del impacto y del tipo de superestructura que se tenga. Este último aspecto es muy importante, ya que si se tiene una superestructura resuelta con cables presforzados, la rotura de éstos puede provocar una falla violenta.

b) Detectar la posible insuficiencia del espacio libre horizontal para alojar el número de carriles previsto, debido a que algunos vehículos, pueden producir impactos laterales contra las pilas o estribos del puente.

4) Otro aspecto importante es la continua observación de los efectos agresivos del medio ambiente y el deterioro con el tiempo de diversos elementos secundarios de las estructuras:

a) Los apoyos de la superestructura. Es frecuente que estos elementos sean de acero estructural, por lo que pueden encontrarse oxidados y trabados, impidiendo la deformación térmica natural y sometiendo al conjunto a esfuerzos

horizontales no previstos. En cuanto a los apoyos de neopreno, éstos pueden resentir los efectos de la intemperización a plazos más o menos cortos, debido a una mala calidad de material o a una deficiencia de diseño en cuanto a sus dimensiones.

- b) En México, las juntas de dilatación proyectadas para los puentes más comunes suelen ser elementos demasiado sensibles a los daños causados por la intemperización y por el efecto de las cargas móviles, debido a que están constituidas por sustancias flexibles que suelen perder sus características en relativamente poco tiempo, transformándose en fragmentos de material rígido que fácilmente se desprenden al paso de los vehículos dejando oquedades entre los tramos de superestructura, por las cuales se filtra fácilmente basura y agua hacia la zona de los apoyos, o bien se pueden llegar a introducir piedras o pedazos de madera que impidan el movimiento de la estructura para absorber las deformaciones térmicas. Esta situación debe prevenirse para impedir la contaminación de los apoyos y evitar la irrupción de cuerpos rígidos que limiten las deformaciones naturales, mediante la restitución de las juntas de dilatación.

En algunos casos estas juntas suelen ser de acero, y por lo cual llegan a sufrir deformaciones por el impacto de los vehículos, convirtiéndose así en obstáculos peligrosos para el

tránsito, sin contar también en este caso con los efectos destructivos de la corrosión.

- c) Otro problema que se presenta comúnmente es la oclusión de los drenes de la superestructura, esta obstrucción es causada por fragmentos de madera y concreto durante la construcción o por basura durante el servicio. Debido a esto, los drenes tienen un mal funcionamiento provocando el estancamiento del agua de lluvia, lo que a la larga, provoca daños al concreto y al acero de la losa. Para prevenir esta situación basta con un servicio de limpieza periódica de los drenes, dentro de un plan general de conservación.

- d) Es aconsejable, incluir observaciones personales sobre el estado general y la apariencia del puente, incluyendo los posibles daños en el parapeto y la carpeta asfáltica, así como opiniones acerca de las posibles causas y soluciones de los problemas observados.

Con respecto a todo lo escrito en los párrafos anteriores puede decirse que el principal obstáculo con que tropieza una buena inspección de las estructuras de un camino, es la falta de personal adiestrado y la escasa importancia que frecuentemente se le asigna a estas inspecciones.

Afortunadamente esta actitud ya comienza a ser modificada, debido a que la situación económica nacional requiere del esfuerzo de todos para conservar en lo posible la infraestructura existente.

CAPITULO 5

METODO DE CALCULO TEORICO

PARA LA

CAPACIDAD DE CARGA.

DETERMINACION TEORICA DE LA CAPACIDAD GLOBAL.

Para la determinación de la capacidad, se aplicará el método de la resistencia última, esto se hará con el propósito de poder aprovechar el margen de seguridad que se tienen en proyectos antiguos, los que fueron diseñados por el método de los esfuerzos de trabajo; para cargas menores.

El método de diseño de la resistencia última, consiste en el cálculo de las solicitaciones externas (S) en las secciones críticas de la estructura. Para esas mismas secciones se calcularán las resistencias últimas (R).

RECOMENDACIONES PARA EL CALCULO DE SOLICITACIONES (S).

Como en el cálculo de puentes nuevos, para puentes existentes se recomienda seguir la misma secuela de cálculo; exceptuando los siguientes puntos:

- Uno de los aspectos que se deben de considerar es el de la carga aplicada, y será el camión reglamentario más desfavorable. En México tenemos, para claros grandes se aplica la carga T3-S2-R4 con un peso total de 77.5 toneladas, y para claros menores la carga T3-S3 con un peso total de 46.0 toneladas. Este tipo de consideración es conservadora, la razón por la que se le considera de esta forma se debe a que en las normas A.A.S.H.T.O. el tipo de carga que ellos

manejan (H y HS) en realidad no representa la aplicación de carga por medio de camiones, sino son solo artificios de cálculo, manejados como cargas estáticas de tal manera que se crean efectos semejantes a los de una carga dinámica de una alta probabilidad de ocurrencia.

- Otra suposición que también es conservadora, para puentes libremente apoyados en el claro, es aplicar tantos camiones como quepan en la longitud que se va a cargar separados entre sí una distancia igual al claro de un camión; y más aun si se le compara con las disposiciones para puentes nuevos en las que el efecto que se toma es el de un solo camión o de una carga de línea equivalente, en donde esta última representa un tren de camiones pero no todos pesados, sino alternando camiones pesados y vehículos ligeros.
- Para puentes de dos bandas solo se tomarán camiones reglamentarios en ambas bandas para puentes de autopistas o carreteras troncales, y no se hará ninguna reducción por la probabilidad de que ambas bandas estén simultáneamente cargadas. En puentes de carreteras estatales se podrá emplear en una banda el camión reglamentario y la carga tipo HS-20 en la otra. Para puentes rurales se puede considerar solamente una sola banda cargada con el camión reglamentario y la otra sin cargar.

- Al igual que en puentes nuevos, se aumentará la carga viva aplicándole el factor de impacto con la siguiente expresión:

$$I = \frac{15.24}{L + 38.1} \leq 30\% \quad (L \text{ en metros})$$

No obstante, este factor se incrementará hasta un 50% esto se dará solo si se presentan, en el puente, las condiciones necesarias tales como inflexiones bruscas en la rasante o si los vehículos pesados transitan a gran velocidad o si existen desniveles. Del mismo modo el impacto podrá reducirse a solo un 10% esto se realizará solo si se logra que las cargas que transitan lo hagan a baja velocidad; tomando las medidas necesarias para que se logre esto. Esta prescripción puede resultar útil en el caso del paso de cargas especiales.

- La sollicitación total se valorará con las siguientes expresiones:

$$S = 1.3 * (CM + (5/3) * CV)$$

$$S = CM + CV$$

Donde:

S = Sollicitación total.

CM = Sollicitación por carga muerta.

CV = Sollicitación por carga viva + impacto.

En la primera expresión, ésta se empleará para comparar con la resistencia última y la segunda para revisar condiciones de agrietamiento en puentes de concreto.

- Las limitaciones por flecha que se imponen para puentes nuevos, dejan de regir en puentes existentes.

$$(\text{Flecha máxima debida a la Carga Muerta} = \frac{L}{500}$$

$$\text{Flecha máxima debida a la Carga Viva} = \frac{L}{800}).$$

RECOMENDACIONES PARA EL CALCULO DE LAS RESISTENCIAS (R).

Las resistencias se obtendrán a partir de los términos que nos dan la resistencia última de las secciones en función de sus características y las de los materiales. Para estas resistencias existe un factor llamado factor de reducción de la resistencia (ϕ), este factor se multiplica por las resistencias para reducirlas y así tener en cuenta las incertidumbres en la evaluación de la resistencia última según el tipo de falla.

Así tenemos que para secciones a flexión $\phi = 0.90$, para secciones a cortante $\phi = 0.80$, etc.

Existe un factor de reducción adicional que denominaremos ϕ' , que se debe aplicar en la revisión de puentes existentes, y tiene por

objeto valuar de una forma general el estado de deterioro del puente, este factor puede variar desde 0.7 para puentes en condiciones malas de conservación hasta 1.0 para puentes en magníficas condiciones. Se verificará entonces que:

$$S > \phi * \phi' * R$$

Tenemos también que por el método de los esfuerzos de trabajo A.A.S.H.T.O. da sugerencias para poder determinar las resistencias.

En este método la sollicitación total es la de servicio:

$$S = CM + CV$$

Con esta expresión y por consideraciones de comportamiento elástico se determinarán los esfuerzos de trabajo en las secciones críticas, los que deben ser inferiores a los esfuerzos admisibles.

En concreto reforzado este refuerzo admisible será:

0.4 f'c a compresión por flexión en el concreto, con fines de inventario.

0.5 f'c a compresión por flexión en el concreto, con fines de operación.

Un puente se revisa con fines de operación cuando se hace para el paso de una sola carga vigilada. Y tenemos una revisión con fines de inventario para estimar su capacidad a tránsito abierto (esto es por largo tiempo, sin vigilancia). La diferencia toma en cuenta los efectos de fatiga que se presentan bajo numerosas cargas y no para una sola.

Los esfuerzos admisibles para el acero de refuerzo son:

Acero estructural (usado antes de 1960).

$f_s = 1265 \text{ Kg/cm}^2$ (inventario).

$f_s = 1800 \text{ Kg/cm}^2$ (operación).

Acero de alta resistencia ($f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$).

$f_s = 1700 \text{ Kg/cm}^2$ (inventario).

$f_s = 2500 \text{ Kg/cm}^2$ (operación).

Se tiene que para puentes de acero estructural, el refuerzo permisible con fines de operación será de $0.75f_y$ y el esfuerzo permisible básico con fines de inventario será de $0.55f_y$. En cualquier caso, se tomarán en cuenta las áreas de los perfiles reducidos por corrosión para la revisión del puente.

RECOMENDACIONES PARA ESTIMACIONES GRUESAS DE LA RESISTENCIA.

Para el cálculo de la resistencia, describas anteriormente, es necesario contar con cierta información; información que nos servirá para averiguar las características de las secciones críticas, por ejemplo contar con planos o levantamientos geométricos y escalas; también nos será de gran ayuda saber las resistencias características de los materiales y podremos obtenerlas por medio de pruebas de muestras extraídas a la obra.

Lamentablemente, no siempre se podrá contar con esa información, ya que se podrán presentar restricciones económicas o de tiempo. Para estos casos existe una manera aproximada de obtener la capacidad, siguiendo las siguientes recomendaciones:

- Una manera de valuar la capacidad es por el año probable de construcción del puente. Por ejemplo, si el puente es relativamente nuevo, existe la posibilidad que se haya construido con un $f'c = 250 \text{ Kg/cm}^2$ y la suposición de $f'c = 200 \text{ Kg/cm}^2$ deja margen a posibles defectos de calidad. Si se sabe que el puente fue construido antes de 1950, hay probabilidad que se haya construido con un $f'c = 150 \text{ Kg/cm}^2$, ahora si se realizó adecuadamente es muy probable que el concreto haya aumentado su $f'c$ al transcurrir de los años. Otra manera de verificar es observar si existen evidencias de deterioro o de una mala ejecución en el concreto y si no

existen entonces se hará una suposición de un $f'c = 200$ Kg/cm² que resulta aceptable.

- La evolución en el acero de refuerzo ha sido notable, ya que en nuestro país hasta el año de 1960 se utilizó el acero de grado estructural con un $f_y = 2530$ Kg/cm² y a partir de esta fecha desapareció dicho acero del mercado dando lugar a la aparición del acero de alta resistencia que con el mismo costo alcanza un $f_y = 4200$ Kg/cm².
- En cuanto a los aceros estructurales (perfiles), han tenido una evolución en su calidad con respecto al tiempo, y así tenemos que:

AÑO	1905	1905 - 1936	1936 - 1963	1963- ...
f_y	1800	2100	2300 (A-7)	2530 Kg/cm ² (A-36)

- Nos podemos dar cuenta, por lo mostrado en puntos anteriores, que el año de construcción de un puente es un dato de gran ayuda.

Otra forma aproximada de evaluar la capacidad de un puente puede obtenerse de la siguiente manera:

En la construcción de un puente pueden intervenir diversas entidades directoras de la obra, si se tiene que el Gobierno Federal

fue el encargado de la construcción de la estructura, además de ser una entidad confiable también se tiene la certeza de lo bien calculado y bien construido del puente. Si se toma en cuenta la siguiente evolución de las cargas usadas para su diseño se puede valorar la sollicitación por carga viva:

ARO	- 1956	1957 - 1971	1972 - ...
CARGA	H15 13.6 Ton.	HS-15 24.0 Ton.	HS-20 32.6 Ton.

que será la sollicitación producida por la carga de diseño que regia en la época de proyecto.

Para valorar el incremento de sollicitación, se valorará el efecto de las cargas reglamentarias (T3-S3 ó T3-S2-R4) y por medio de una resta obtendremos dicho incremento, al que se le puede sumar el incremento de carga muerta si lo hubiere (por ejemplo en las ampliaciones).

El puente se refuerza para que los refuerzos tomen el incremento de sollicitación así valuado.

CRITERIOS PARA REVISION DE LA CAPACIDAD LOCAL DE ELEMENTOS TIPICOS.

- Losas de concreto reforzado.

Al hacerse la revisión a este tipo de elemento por el método de los esfuerzos de trabajo y por el método de resistencia última, bajo los efectos de las cargas reglamentarias, nos damos cuenta de que las losas no se encuentran dentro de condiciones permisibles. Así por ejemplo aplicando el método de los esfuerzos de trabajo tenemos que los esfuerzos exceden a los permisibles hasta un 70%, lo que provoca que se encuentren en condiciones sumamente críticas, y la revisión por resistencia última no resulta tan crítica, pero tampoco se cumple. El efecto de la carga viva, que se produce en las losas de la calzada del puente, es muy superior a comparación con la carga muerta; ya que esta es solamente el peso propio y en ocasiones el peso del asfalto, que dan sollicitaciones muy pequeñas y debido a esto se presentan los resultados anteriores.

Las fallas comunes en las losas de calzada, se originan en baches al disgregarse el concreto y quedar sólo el acero de refuerzo.

El aumento en la carga viva nos aclara, en parte, estas fallas. No obstante, la relación no es tan directa como podría pensarse.

De hecho, las normas A.A.S.H.T.O. proporcionan para el diseño de losas expresiones semiempíricas; expresiones que valúan el momento de diseño de una losa de puente. Hacia el año de 1930, Westergaard, en

la Universidad de Illinois, realizó diversas investigaciones que condujeron a una fórmula de este tipo:

$$M = \frac{P \cdot S}{4 E}$$

que consideran a una carga de rueda (P) aplicada al centro del claro libremente apoyado de la losa (S) y repartida en un ancho de distribución (E).

Más adelante se decidió modificar con poca justificación la expresión anterior, aumentando el claro (S) en 2 pies y haciendo E = 8 pies; esto se llevo a cabo tomando en cuenta que muchas losas de puentes en los Estados Unidos estaban fallando por el efecto de la corrosión inducida en el acero por las sales descongelantes que se aplican en invierno a la losa, de lo que resultó:

$$M = \frac{P (S + 2)}{32}$$

expresión que está vigente en la actualidad. Esta expresión comenzó a emplearse en México, sólo después de 1964 y esto debido a que se registraron numerosas fallas; siendo que las normas A.A.S.H.T.O. adoptaron esta expresión en el año de 1958.

En México se han realizado investigaciones, tanto en modelos físicos como matemáticos, y los resultados señalan que los esfuerzos que se desarrollan en las losas son bajos y no explican esas fallas. Por otro lado, observaciones directas a la obra, nos muestran que la falla en la losa es debido, casi en la mayoría de los casos, a un mal drenaje que provoca encharcamientos sobre la losa.

Actualmente se han realizado investigaciones en la provincia de Ontario, Canadá; con los cuales queda corroborado lo escrito anteriormente. Estas investigaciones nos llevan a que las losas calculadas según A.A.S.H.T.O. están sobradas aún para las nuevas cargas, desde el punto de vista estructural, ya que las investigaciones muestran que en la losa no se desarrollan los esfuerzos predichos por el análisis de flexión al ser aplicadas las cargas y esta carga es tomada por la losa trabajando como membrana, esto es que se generan fuerzas de compresión en su plano.

Debido a lo anterior, en Ontario se ha publicado un reglamento para el cálculo de puentes, que permite colocar en las losas únicamente refuerzos nominales por temperatura. También, en varias partes de los Estados Unidos, se han realizado investigaciones que han corroborado los resultados de Ontario y como consecuencia es muy probable que las normas A.A.S.H.T.O. sean modificadas para especificar refuerzos en las losas mucho menores que los actuales.

En lo que respecta a México, habrá que ser prudentes en seguir esta disposición. Ya que las losas que se construyen aquí, tienen un

mayor claro que las que se emplean en Canadá y Estados Unidos (sobretodo en las difundidas losas con dos nervaduras) por lo que es posible que el trabajo de membrana no se defina claramente.

No obstante, como conclusión puede mencionarse que la prioridad existente en las losas de los puentes que conforman la red carretera de nuestro país, es protegerlas del daño que sufren a causa de las inclemencias ambientales, antes que de los efectos causados debido a la aplicación de nuevas cargas. Existen diferentes medios para lograr una protección adecuada y económica en puentes, una de ellas es la constante vigilancia del drenaje superficial para mantenerlo en optimas condiciones de servicio; para puentes especiales, se deben aplicar cada vez más las capas de estanqueidad; éstas son utilizadas en países donde las condiciones del clima son más rigurosas. Puede justificarse el costo de aplicación de estas capas debido a la reducción de los costos de conservación.

- Vigas de concreto reforzado.

Para este tipo de elemento tenemos, bajo la acción de nuevas cargas legales, que la revisión por esfuerzos de trabajo nos señala que dichos esfuerzos exceden a los permisibles, en promedio un 25%. Este resultado podría ser aceptable, ya que no es excesivo, pero no es deseable. Por otro lado tenemos la revisión por el método de diseño último, este método nos muestra que la mayoría de las vigas cumple con las normas explicadas anteriormente, sujetas a las cargas legales.

En la construcción de puentes antes de 1964, la única falla que se presentaba era la aparición de grietas por cortante, ya que las fallas por carga viva en vigas no se presentaban, esto se explica por los resultados descritos en el párrafo anterior. Estas fallas por cortante se explican porque antes de esa fecha se sobreestimaba la fuerza cortante tomada por el concreto, ya que empleaban para su cálculo expresiones desarrolladas para vigas de edificios, que en comparación de las vigas para puentes, son por lo general más anchas y menos peraltadas.

En la actualidad los puentes nuevos no muestran el agrietamiento diagonal de cortante ni aún bajo las nuevas cargas, ya que han sido calculadas suponiendo que la fuerza cortante que toma el concreto es nula.

Se han encontrado problemas en vigas en los que se piensa que son ocasionados por el excesivo aumento de la carga viva, pero en la mayoría de los casos se deben a la falla del dispositivo de apoyo. Es decir que una viga al no contar con este dispositivo queda mal apoyada y se golpea al paso de la carga. De la misma manera puede explicarse cuando falla la conexión entre vigas y diafragma transversales, al paso de cargas pesadas, ya que al suceder esta falla el diafragma se transforma en un ariete que golpea y daña a la viga al paso de dicha carga pesada.

Por otro lado se han encontrado también fallas de flexión y cortante en puentes donde no se han aplicado los criterios de la

normas A.A.S.H.T.O. para diseño, generalmente estos puentes han sido
construidos por entidades no camineras.

Todo lo mostrado anteriormente para losas y vigas de concreto
reforzado nos señala que la actitud que tomemos para con estos
elementos debe ser pragmática. Ya que los elementos de cálculo de
resistencia serán sólo elementos de juicio que normen nuestro
criterio pero no serán determinantes. Y la resolución que tomemos
respecto a ella debe fundarse básicamente en lo que se aprecie del
estado físico de la obra en el sitio.

CAPITULO 6

APLICACION A UN

EJEMPLO.

A). ANTECEDENTES

El puente "El Molinito" se localiza en la carretera: San Martín Texmelucan - Apizaco, tramo: San Martín Texmelucan - Ocototco, km 28+400, en el Estado de Tlaxcala.

La superestructura está constituida por un solo tramo simplemente apoyado de losa plana maciza, con dos nervaduras de bulbo de concreto reforzado y con 3 diafragmas intermedios.

Cuenta con un claro de 26.0 m; un ancho de calzada de 8.10m y un ancho total de 9.40m.

La subestructura está compuesta por dos caballetes de concreto reforzado.

B). OBSERVACIONES.

1. La superestructura presenta grietas por cortante y flexión en las dos nervaduras.
2. En la losa de piso se observan grietas generalizadas.

3. Al paso de la carga viva del tipo HS-20, la deflexión que se presentaba en la superestructura es excesiva, estimándose de una manera visual que esta flecha sobrepasa la permisible.
4. Las juntas de dilatación se encuentran abiertas en los extremos del puente.
5. En la parte inferior de las nervaduras existen zonas en donde el acero de refuerzo se encuentra sin recubrimiento, posiblemente por un mal vibrado del concreto durante el colado.
6. Se observa que las grietas por cortante y por flexión en las nervaduras ya han sido tratadas con la inyección de resina epóxica, pero se han presentado nuevas fisuras, paralelas a las tratadas.

CAUSAS PROBABLES DE LOS DAÑOS

De las observaciones anteriores se concluye que las nuevas fisuras se deben al incremento de la carga viva, ya que este puente fué diseñado para una carga HS-15 y durante la visita se observó que la carga viva actual es mayor.

Otro factor importante que ha intervenido para la aparición de las grietas, es el incremento del volumen vehicular.

Por lo tanto se recomienda hacer un reforzamiento a base de cables de presfuerzo exterior. Es importante señalar que para llevar a cabo este tipo de reforzamiento es necesario determinar la $f'c$ del concreto para tener una mayor confiabilidad.

CALCULO DEL REFORZAMIENTO PROPUESTO.

C). ANALISIS DE CARGAS.

C.1) Cargas muertas.

C.1.1) Elementos mecánicos para carga muerta para una nervadura.

$$\begin{aligned} \text{Area} &= (0.65 * 0.2) + (0.25 * 1.3) + (3.05 * 0.25) + \\ & (0.10 * 0.10) + (1.4 * 0.2) + \frac{(0.2 + 0.45) * 0.15}{2} + \\ & (0.25 * 0.45) = 1.67 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$W_{cm} = 1.67 * 2.4 = 4.0 \text{ Ton/m.}$$

$$W_{\text{anillo}} = 4.05 * 0.05 * 2.2 = 0.45 \text{ Ton/m}$$

$$W_{\text{parapeto}} = 0.200 \text{ Ton/m.}$$

$$W_{\text{CMtotal}} = 4.0 + 0.45 + 0.200 = 4.65 \text{ Ton/m.}$$

$$M_{\text{CM}} = \frac{w l^2}{8} = \frac{(4.65 * 26^2)}{8} = 392.9 \text{ Ton-m.}$$

$$V_{\text{CM}} = \frac{w l}{2} = \frac{(4.65 * 26)}{2} = 60.45 \text{ Ton.}$$

C.2) Carga viva.

C.2.1) Elementos por carga viva para una nervadura. Del apéndice "A" de las A.A.S.H.T.O. para carga tipo HS-15 tenemos:

$$M_{\text{veh-15}} = 130.66 \text{ Ton-m/carril.}$$

$$V_{\text{veh-15}} = 21.83 \text{ Ton/carril.}$$

C.2.2) Elementos mecánicos por carga viva.

Factor de impacto.

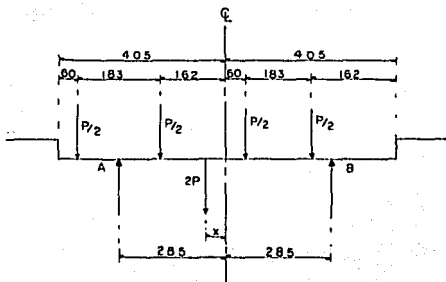
$$I = \frac{15.24}{(L + 38.10)}$$

Donde:

L = Longitud del claro
en metros.

$$I = \frac{15.24}{26 + 38.10} = 0.24$$

Factor de concentracion.



Sacando momentos con respecto al centro del claro.

$$-\frac{P}{2}(3.45) - \frac{P}{2}(1.62) + \frac{P}{2}(0.60) + \frac{P}{2}(2.43) - 2P(x) = 0$$

$$\frac{P}{2} * (-3.45 - 1.62 + 0.60 + 2.43) - 2P(X) = 0$$

$$P * (-1.02) - (2P) * (x) = 0$$

$$X = \frac{-P * 1.02}{2P}$$

$$X = 0.51 \quad \text{Por lo tanto:} \quad R = 2P$$

$$M_B = 2 * P * (3.36) - (R_A) * (5.70) = 0$$

$$R_A = \frac{2P * (3.36)}{5.70} = 1.179P \quad \text{Por lo tanto:}$$

$$F.C. = 1.179P$$

C.3). Momento y cortante afectados por impacto y factor de concentración

$$M_{cv} = M_{110-15} * F.I. * F.C.$$

$$M_{cv} = 130.66 * 1.24 * 1.179 = 191.02 \text{ Ton-m.}$$

$$V_{cv} = V_{110-15} * F.I. * F.C.$$

$$V_{cv} = 21.83 * 1.24 * 1.179 = 31.91 \text{ Ton.}$$

C.4) Momentos y cortantes totales para una carga HS-15

$$M_T \text{ HS-15} = M_{CM} + M_{cv}$$

$$M_T \text{ HS-15} = 392.9 + 191.02 = 583.92 \text{ Ton-m.}$$

$$V_T \text{ HS-15} = V_{CM} + V_{cv}$$

$$V_T \text{ HS-15} = 60.45 + 31.91 = 92.36 \text{ Ton.}$$

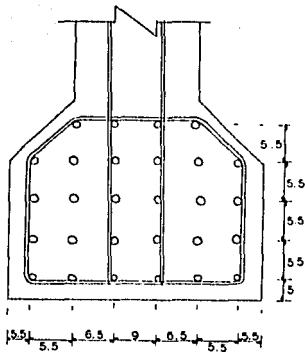
D). AREA DE ACERO PARA FLEXION EXISTENTE.

Se supone que el armado de la viga corresponde a los proyectos tipo y es el siguiente:

$$a_s = 5.07 \text{ cm}^2$$

$$6a_s = 30.42 \text{ cm}^2$$

$$4a_s = 20.28 \text{ cm}^2$$



28 vars. #8c

$$A_s = 5.07 * 28$$

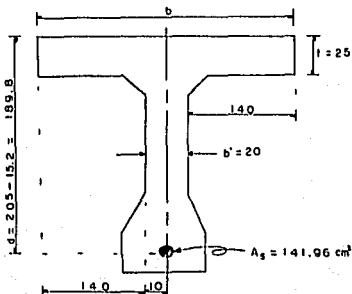
$$A_s = 141.96 \text{ cm}^2$$

AREA	BRAZO	MOMENTO
$6a_{es}$	0	0
$6a_{es}$	5.5	167.31
$6a_{es}$	11.0	334.62
$6a_{es}$	16.5	501.93
$4a_{es}$	22.0	446.16
$\Sigma = 28a_{es}$		$\Sigma = 1450.02$

$$\bar{x} = 1450.02/141.96$$

$$\bar{x} = 10.21 \approx 10.20 \text{ cm.}$$

CLASIFICACION DE LA SECCION.



$$12t + b' = 12 \cdot 25 + 20 = 320 \text{ cm.} \Rightarrow \text{RIGE}$$

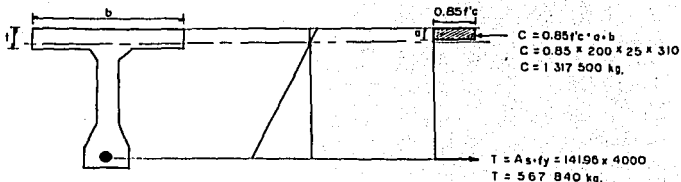
$$b \left\{ \begin{array}{l} C @ C = 570 \text{ cm.} \\ \frac{L}{4} = \frac{2600}{4} = 650 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

Como:

$$\frac{320}{2} = 160 > 140 + 10 = 150 \text{ cm.}$$

Por lo tanto:

$$b = 150 + 160 = 310 \text{ cm.}$$



$C > T$

1317.5 Ton. > 567.84 Ton.

$$a = \frac{T}{0.85 \cdot f'c \cdot b}$$

$$a = \frac{567840}{0.85 \cdot 200 \cdot 310} = 10.77 \text{ cm.} \approx 11 \text{ cm.}$$

Si $a < t$ se calculará como viga rectangular:

$$a < t$$

11 < 25 Por lo tanto es viga rectangular.

D.1) Momento último resistente:

$$M_{UR} = A_s \cdot f_y \cdot (d - (a/2)) \cdot \phi \cdot \phi'$$

Donde:

ϕ = Factor de reducción de la resistencia.

ϕ' = Factor de reducción adicional.

$$M_{UR} = 141.96 \cdot 4000 \cdot (189.8 - (11/2)) \cdot 0.9 = 941.88 \text{ Ton.-m.}$$

D.2) Cortante último resistente:

$$V_{UR} = \phi \cdot \phi' \cdot v' \cdot b' \cdot d \cdot \left(\frac{f_y}{f_b} \right)$$

$$V_{UR} = 0.8 \cdot 18.33 \cdot 20 \cdot 189.8 \cdot \left(\frac{4000}{2000} \right) = 111.33 \text{ Ton.}$$

$$V_{UC} = \phi \cdot \phi' \cdot V_{cu} \cdot b' \cdot d$$

$$V_{UC} = 0.8 * 0.53 * \text{SQR } 200 * 20 * 189.8 = 22.76 \text{ Ton.}$$

$$V_{UR} = V_{UR} + V_{UC}$$

$$V_{UR} = 111.33 + 22.76 = 134.1 \text{ Ton.}$$

D.3) Elementos mecánicos actuantes últimos.

Por carga muerta:

$$M_{CM} = 392.9 \text{ Ton.- m.}$$

$$V_{CM} = 60.45 \text{ Ton.}$$

Por carga viva para un camión T3-S3 en una banda de tránsito.

$$M_{CV} = 221.04 \text{ Ton.- m.}$$

$$V_{CV} = 37.52 \text{ Ton.}$$

$$M_{CVI} = M_{CV} * F.I. * F.C.$$

$$M_{CVI} = 221.04 * 1.24 * 1.179 = 323.88 \text{ Ton.- m.}$$

$$V_{CVI} = V_{CV} * F.I. * F.C.$$

$$V_{CVI} = 37.52 * 1.24 * 1.179 = 54.85 \text{ Ton.}$$

$$M_{UA} = 1.3 * (M_{CM} + 1.67 * M_{CVI})$$

$$M_{UA} = 1.3 (392.9 + (1.67 * 323.88)) = 1213.91 \text{ Ton.-m.}$$

$$M_{UA} > M_{UR}$$

1213.91 > 941.88 Por lo tanto el concreto en las nervaduras se está agrietando.

$$V_{UA} = 1.3 * (V_{CM} + 1.67 * V_{CVI})$$

$$V_{UA} = 1.3 * (60.45 + (1.67 * 54.85)) = 197.66 \text{ Ton.}$$

$$V_{UA} > V_{UR}$$

197.66 > 134.1 Por lo tanto se requiere reforzar.

E) REFUERZO A BASE DE CABLES DE PRESFUERZO.

La diferencia de momentos Delta M entre M_{Uk} y M_{UR} se tomará con cables.

$$\Delta M_U = \phi * A_{sp} * f^{su} * d (1 - 0.6 * \frac{(P_p * f^{su})}{f'c})$$

Para miembro desadherido

$$f_{re} = 0.6 * f'c$$

$$f_{re} = 0.6 * 19000 = 11400 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f^{su} = f_{re} + 1500$$

$$f^{su} = 11400 + (1500 * 0.705) = 12457.5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$P_p = \frac{A_{sp}}{b * d}$$

$$d = 205 + 8 = 213 \text{ cm}$$

$$\Delta M_U = M_{Uk} - M_{UR}$$

$$\Delta M_U = 1213.91 - 941.88 = 272.03 \text{ Ton.-m.}$$

Sustituyendo valores y despejando λ_{sp}

$$27203000 = 0.9 \lambda_{sp} * 12457.5 * 213 (1 - 0.6 * ((\lambda_{sp}/b * d) * 12457.5)/200)$$

$$27203000 = 2388102.75 \lambda_{sp} * (1 - 0.6 * (12457.5 \lambda_{sp}/(20 * 213 * 200)))$$

$$27203000 = 2388102.75 \lambda_{sp} * (1 - (0.0087729 \lambda_{sp}))$$

$$27203000 = 2388102.75 \lambda_{sp} - 20950.59 \lambda_{sp}^2$$

$$20250.59 \lambda_{sp}^2 - 2388102.75 \lambda_{sp} + 27203000 = 0$$

Resolviendo la ecuación obtendremos el valor de λ_{sp}

$$\lambda_{sp} = \frac{-b \pm (\text{SQR}(b^2 - 4ac))}{2a}$$

$$\lambda_{sp} = \frac{-(-2388102.75) \pm (\text{SQR}((-2388102.75)^2 - (4 * 20950.59 * 27203000)))}{2 * 20950.59}$$

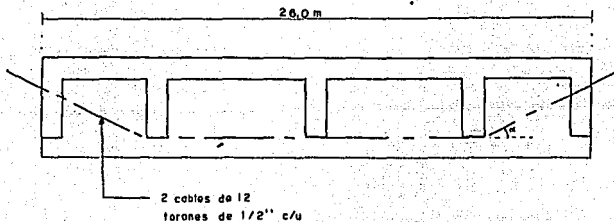
$$\lambda_{sp} = \frac{2388102.75 \pm 1850232.19}{41901.18} =$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 101.15 \text{ cm}^2 \\ | 12.84 \text{ cm}^2 | \end{array} \right.$$

$$\text{Asp} = 12.84 \text{ cm}^2 \quad \# \text{ Torones} = \frac{\text{Asp}}{\text{Diam. Torón}}$$

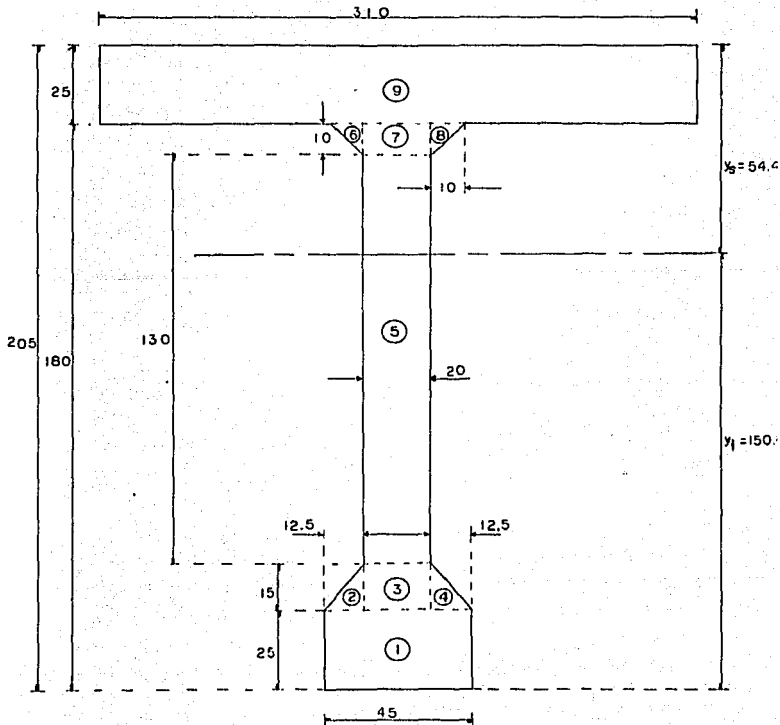
$$\# \text{ Torones} = \frac{12.84}{0.9877} = 12.99 \approx 12 \text{ Torones.}$$

Se requiere un cable de 12 torones de $\frac{1}{2}$ " pero se colocaran 2 cables de 12 torones de $\frac{1}{2}$ " cada uno.



NOTA: Se hara una revisión para verificar si con el número de torones calculado es el adecuado para absorber los esfuerzos últimos actuantes.

F) CALCULO DE ESFUERZOS EN LA SUPERESTRUCTURA, DEBIDO AL
PRESFUERZO.



CALCULO DE LAS PROPIEDADES GEOMETRICAS.

	AREA	BRAZO	A*B
	(A)	(B)	
1. $45 * 25 =$	1125	12.5	14062.5
2. $(15 * 12.5)/2 =$	93.75	30	2812.5
3. $20 * 15 =$	300	32.5	9750
4. $(15 * 12.5)/2 =$	93.75	30	2812.5
5. $130 * 20 =$	2600	105	273000
6. $(10 * 10)/2 =$	50	176.7	8835
7. $20 * 10 =$	200	175	35000
8. $(10 * 10)/2 =$	50	176.7	8835
9. $310 * 25 =$	7750	192.5	1491875
$\Sigma A =$	12262.5	$\Sigma A-B =$	1846982.5

F.1) EJE NEUTRO.

$$Y_1 = \frac{1846982.5}{12262.5} = 150.6$$

$$y_w = 205 - 150.6 = 54.4$$

F.2) Momento de inercia con respecto al eje neutro.

	A	\bar{Y}	$A * \bar{Y}^2$	I_x	$A * \bar{Y}^2 + I_x$
1.	1125	138.1	21455561	58594	21514155
2.	93.75	120.6	1363534	1172	1364706
3.	300	118.1	4184283	5625	4189908
4.	93.75	120.6	1363534	1172	1364706
5.	2600	45.6	5406336	3661667	9068003
6.	50	26.07	33982	278	34260
7.	200	24.4	119072	1667	120739

	A	\bar{Y}	$A \cdot \bar{Y}^2$	I_x	$A \cdot \bar{Y}^2 + I_x$
8.	50	26.07	33982	278	34260
9.	7750	41.9	13605978	403646	14009624
					$I_{xx} = 51700361 \text{ cm}^4$

F.3) Módulo de sección.

$$S_1 = \frac{I_{xx}}{Y_1}$$

$$S_1 = \frac{51700361}{150.6} = 343296 \text{ cm}^3$$

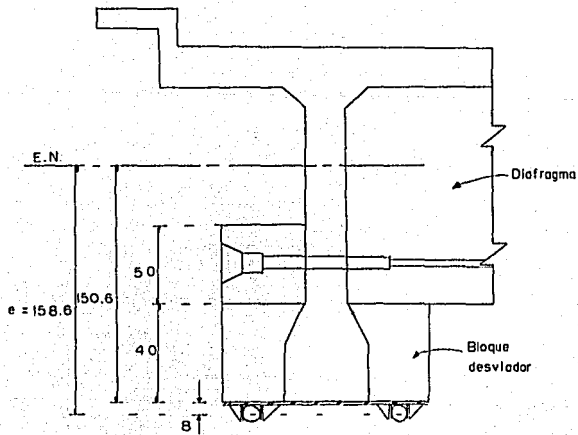
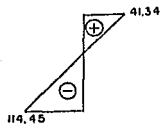
$$S_2 = \frac{I_{xx}}{Y_2}$$

$$S_2 = \frac{51700361}{54.4} = 950374 \text{ cm}^3$$

F.4) Esfuerzos al Centro del Claro por C.M.

$$f_2 = \frac{M_{cm}}{S_2} = \frac{39290000}{950374} = 41.34 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{bt} = \frac{M_{cm}}{S_1} = \frac{39290000}{343296} = 114.45 \text{ Kg/cm}^2$$



SECCION TRNSVERSAL

G) ELEMENTOS MECANICOS POR C.V. PARA UNA CARGA T3-S3.

$$F.C. = 1.179$$

$$F.I. = 1.24$$

$$M_{cv+i} = 1.179 * 1.24 * 221.04 = 323.15 \text{ Ton.-m.}$$

$$V_{cv+i} = 1.179 * 1.24 * 37.52 = 54.85 \text{ Ton.}$$

$$M_{cv \text{ T3-S3}} = 221.04 \text{ Ton.-m.}$$

$$V_{cv \text{ T3-S3}} = 37.52 \text{ Ton.}$$

H) CALCULO DE LOS ESFUERZOS DEBIDOS AL PRESFUERZO.

H.1) Fuerza Inicial.

Se proponen 24 torones de $\frac{1}{2}$ " diámetro, con

$f_{pu} = 19000 \text{ kg/cm}^2$ y con pérdidas del 20%.

$$F_1 = N_0 \text{ torones} * f_{pu} * \text{Area de un torón} * 0.6 * 1.2$$

$$F_1 = 24 * 19000 * 0.9877 * 0.6 * 1.2 = 324282 \text{ Kg.}$$

H.1.1) Primera combinación: Furza Inicial + Carga

Muerta.

$F_1 + C.M.$

$$f_1 = \frac{F_1}{A} = \frac{324282}{12262.5} = 26.45 \text{ Kg/cm}^2$$

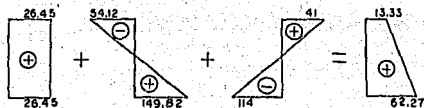
$$f_{2a} = \frac{F_1 * e}{S_1} = \frac{324282 * 158.6}{343296} = 149.82 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{2b} = \frac{F_1 * e}{S_2} = \frac{324282 * 158.6}{950374} = -54.12 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{4a} = \frac{M_{CM}}{S_1} = \frac{39290000}{343296} = -114 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{4b} = \frac{M_{CM}}{S_2} = \frac{39290000}{950374} = 41 \text{ Kg/cm}^2$$

Diagrama de Esfuerzos



0.4 t/cm² = 80 kg/cm²

62.27 < 80 BIEN!

H.1.2) Segunda Combinación: Esfuerzos Para Cargas de Servicio.

$$F_e + M_r$$

$$F_e = F_1 - 0.18 F_1 = 324282 - (0.18 * 324282)$$

$$F_e = 265911.24 \text{ Kg.}$$

$$M_r = M_{cm} + M_{cv} + \dots = 392.9 + 323.88 = 716.05 \text{ Ton.-m.}$$

$$f_1 = \frac{F_e}{A} = \frac{265911.24}{12262.5} = 21.68 \text{ Kg/cm}^2$$

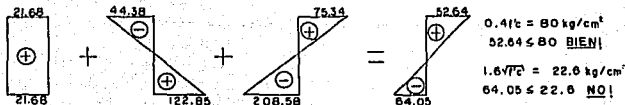
$$f_2 = \frac{F_e * e}{S_1} = \frac{265911.24 * 158.6}{343296} = 122.85 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_3 = \frac{F_e * e}{S_0} = \frac{265911.24 * 158.6}{950374} = -44.38 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_4 = \frac{M_r}{S_1} = \frac{71605000}{343296} = -208.58 \text{ Kg/cm}^2$$

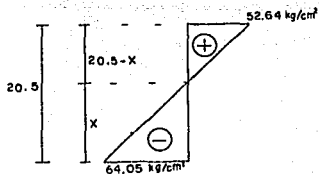
$$f_5 = \frac{M_r}{S_0} = \frac{71605000}{950374} = 75.34 \text{ Kg/cm}^2$$

Diagrama de Esfuerzos



Área de acero del patín inferior.

El excedente de tensión será tomado con el acero de refuerzo existente de la trabe.



$$\frac{52.64}{(20.5 - X)} = \frac{64.05}{X}$$

$$(52.64)(X) = (64.05)(20.5 - X)$$

$$52.64 X = 1313.03 - 64.05 X$$

$$X = 11.25$$

$$A_s = \frac{T}{f_s}$$

$$T = \frac{112.5 \cdot 64.05}{2} \cdot (45) = 162127 \text{ Kg}$$

$$A_s = \frac{162127}{2000} = 81 \text{ cm}^2 \quad \text{Por lo tanto}$$

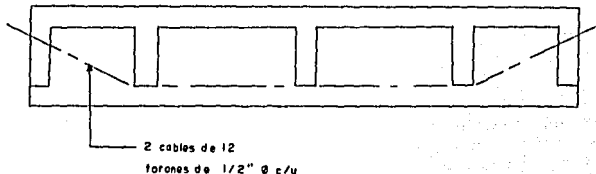
$$81 \text{ cm}^2 < 141.96 \text{ cm}^2 \quad (\text{Área de acero existente})$$

Por lo tanto se acepta.

I) CONCLUSIONES

De los dos criterios de análisis para el cálculo del presfuerzo rige la segunda combinación, que es la de esfuerzos para cargas de servicio, es decir, $F_e + M_r$; por lo tanto el acero de presfuerzo será de dos cables con 12 torones por cable de 1.27 de diámetro con 0.987 cm^2 de área nominal cada uno y $L. R. > 19000 \text{ Kg/cm}^2$.

PRESFUERZO PARA FLEXION



CALCULO DE ESTRIBOS

a) Cortante ultimo.

$$V_{CM} = 60.45 \text{ Ton.}$$

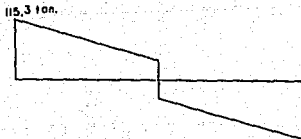
==> Estas cargas estan sin

$$V_{CV} = 54.85 \text{ Ton.}$$

factorizar.

$$V_{TOT.ACT.} = V_{CM} + V_{CV}$$

$$V_{TOT.ACT.} = 60.45 + 54.85 = 115.3 \text{ Ton.} \quad (\text{En el apoyo})$$



b) Cortante que contribuyen los estribos existentes.

De acuerdo a los proyectos tipo tenemos:

b.1) Cortante que toman los estribos verticales.

$$V_{EST.VERT.} = \frac{N_o R * a_e * f_s * j * d}{S}$$

$$V_{EST.VERT.} = \frac{2 * 1.27 * 2000 * 0.89 * 189.8}{42}$$

$$V_{EST.VERT.} = 20.43 \text{ Ton.}$$

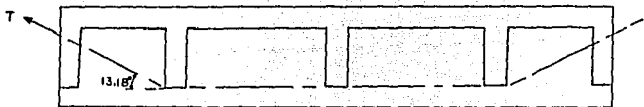
b.2) Cortante que toman los estribos inclinados a 45°.

$$V_{EST.INC.} = \frac{N_c R * a_w * f_y * j * d * (\text{sen } \beta + \text{cos } \beta)}{S}$$

$$V_{EST.INC.} = \frac{2 * 5.07 * 2000 * 0.89 * 189.8 * (\text{sen } 45^\circ + \text{cos } 45^\circ)}{81.25}$$

$$V_{EST.INC.} = 59.63 \text{ Ton.}$$

c) Cortante que contribuye el acero de presfuerzo longitudinal.



$$T = (N_{\text{O Torones}}) * (\text{Área de un torón}) * (\text{Esfzo.perm.}) * (f_{pu})$$

$$T = 24 * 0.987 * 19000 * 0.6 = 360 \text{ Ton.}$$

$$V_{\text{RESFUERZO}} = (\text{sen } 13'18') * (360) = 82 \text{ Ton.}$$

d) Cortante total resistente.

$$V_{\text{TOT.RES.}} = 82 + 20.43 + 59.63 = 162 \text{ Ton.}$$

CONCLUSIONES.

Por los resultados obtenidos para el cálculo del $V_{\text{TOT.RES.}}$ se concluye que es mayor que el $V_{\text{TOT.ACT.}}$ y por lo tanto no requiere reforzarse con estribos.

Lo que haremos será tomar el cortante que toman los estribos verticales más los estribos inclinados y

restárselos al cortante actuante, la diferencia se tomará con soleras.

$$V_{EST.VERT.} = 20.43 \text{ Ton.}$$

$$V_{EST.INC.} = 59.63 \text{ Ton.}$$

$$\Sigma = 80.06 \text{ Ton.}$$

$$V_{TOT.ACT.} = 115.3 \text{ Ton.}$$

$$\Delta V = V_{TOT.ACT.} - (V_{EST.VERT.} + V_{EST.INC.})$$

$$\Delta V = 115.3 - 80.06 = 35.24 \text{ Ton.}$$

Considerando soleras de 2" * 4" de 2 ramas.

$$\Delta V = \frac{\phi * A_v * f_y * d}{S}$$

$$A_v = 2 * 0.25 * 2 * 2.54^2 = 6.45 \text{ cm}^2$$

ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA

Despejando S tenemos:

$$S = \frac{\phi * A_v * f_y * d}{\Delta V}$$

$$S = \frac{0.85 * 6.45 * 4000 * 189.8}{35240} = 118 \text{ cm.}$$

Se colocarán las soleras @ 118 cm.

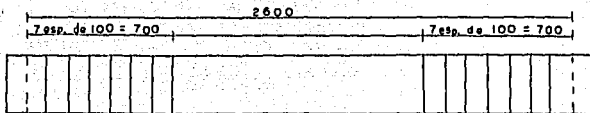
ESPACIAMIENTO MINIMO.

El espaciamiento del refuerzo del alma no excederá de $\frac{1}{4}$ del peralte de la sección.

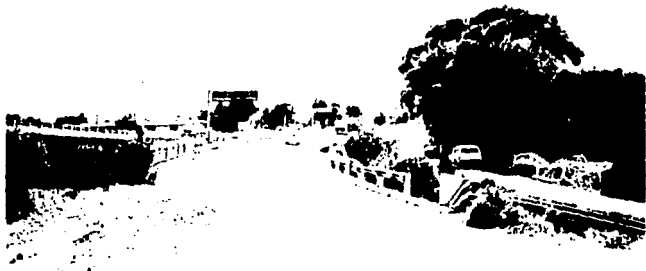
$$\frac{189.8}{2} = 94.9 \text{ cm.} \approx 100 \text{ cm.}$$

Por lo tanto se colocarán soleras @ 1.00 m.

Ver croquis siguiente:



INFORME FOTOGRAFICO
PUENTE "EL MOLINITO"



Núm.1.- Panorámica del acceso al puente "El Molinito".
Siendo el ancho de calzada de 8.1 m.

INFORME FOTOGRAFICO
PUENTE "EL MOLINITO"



Núm.2.- Vista longitudinal del puente, el cual tiene un claro y una longitud total de 26 m.

La superestructura es una losa con dos nervaduras de concreto reforzado.

INFORME FOTOGRAFICO
PUENTE "EL MOLINITO"



Núm.3.- Fotografía que nos muestra la subestructura que
consiste de dos caballetes.

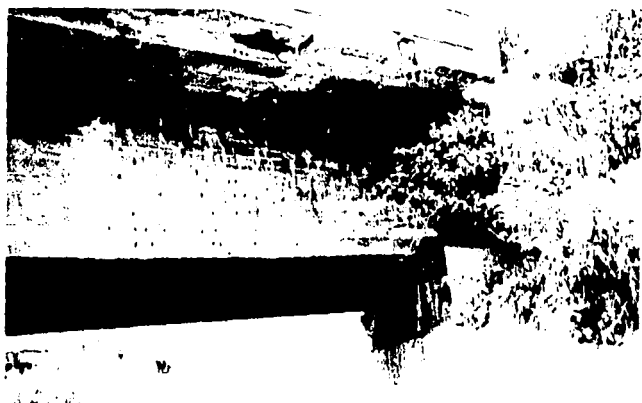
INFORME FOTOGRAFICO
PUENTE "EL MOLINITO"



Núm.4.- Detalle de las grietas en el alma de una de las nervaduras que han sido inyectadas con resina epóxica.

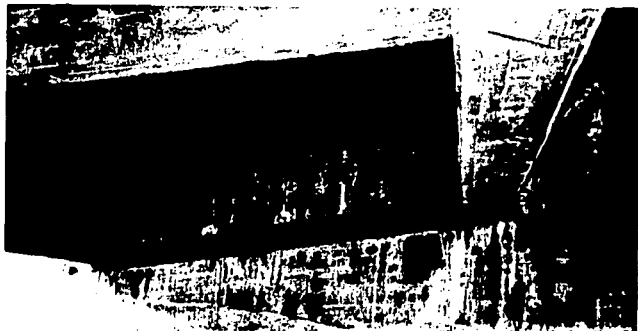
La aparición de dichas grietas se debe por un -- cortante excesivo comparado con el cortante de -- proyecto.

INFORME FOTOGRAFICO
PUENTE "EL MOLINTTO"



Núm.5.- En esta fotografía también se aprecia el tratamiento que se le ha dado a las grietas en el alma de las nervaduras a base de inyección con resina epóxica.

INFORME FOTOGRAFICO
PUENTE "EL MOLINILLO"

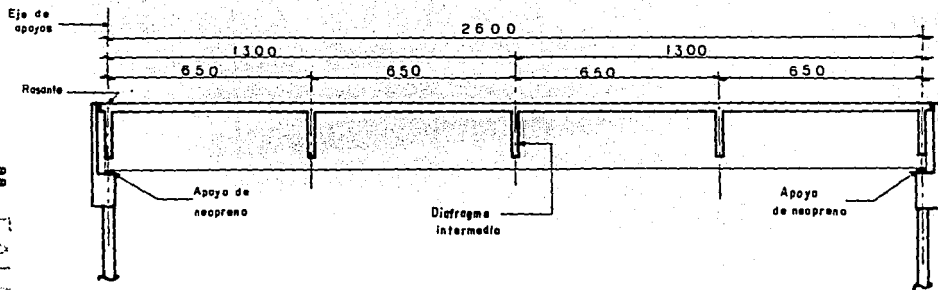


Núm.6.- En esta panorámica se muestra el reforzamiento exterior que se le ha dado al diafragma extremo a base de soleras pegadas con resina epóxica.

INFORME FOTOGRAFICO
PUENTE "EL MOLINITO"



Núm.7.- Detalle del daño de la junta de dilatación.

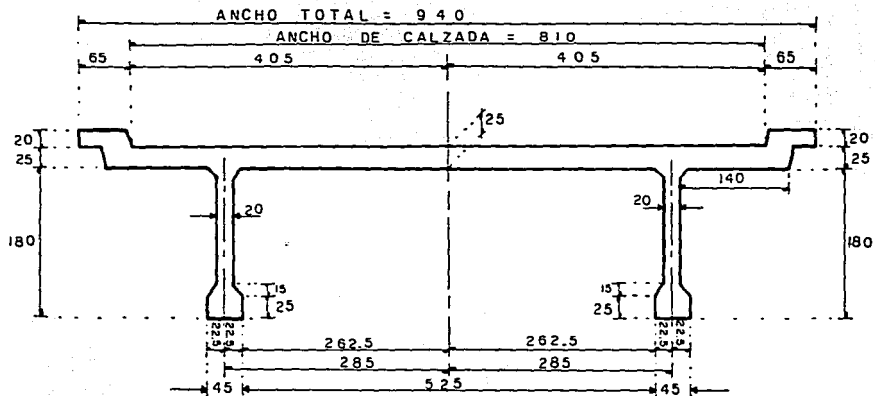


CORTE ELEVACION POR EL EJE

DE LA CARRETERA

ACOT. CM. ESC. 1:25

88 FALLA DE ORIGEN

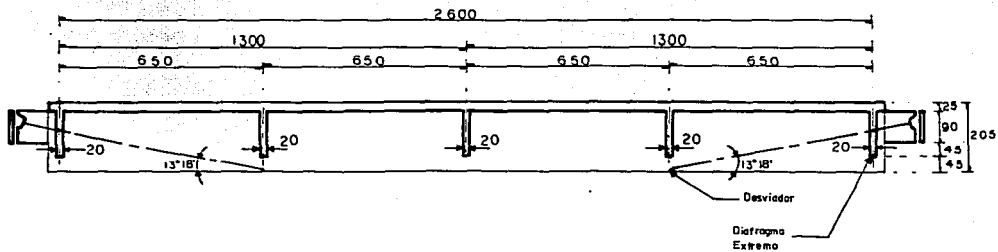


SECCION TRANSVERSAL

ESC. 1:50 ACOT. CM.

89

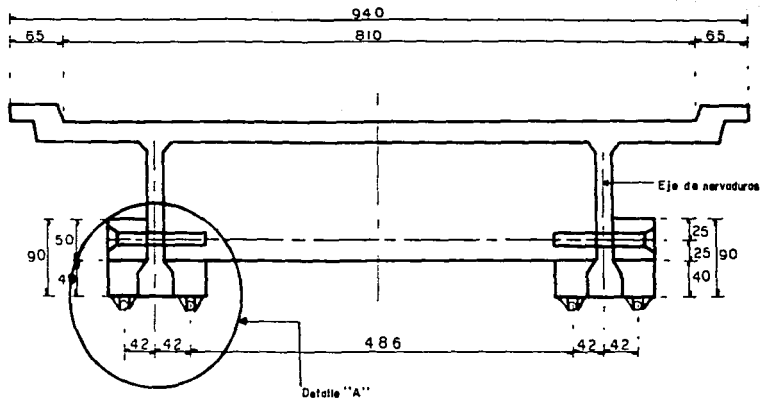
FALLA DE ORIGEN



PRESFUERZO LONGITUDINAL
ELEVACION

ESC. 1:25 ACOT. CM.

90 FALLA DE ORIGEN

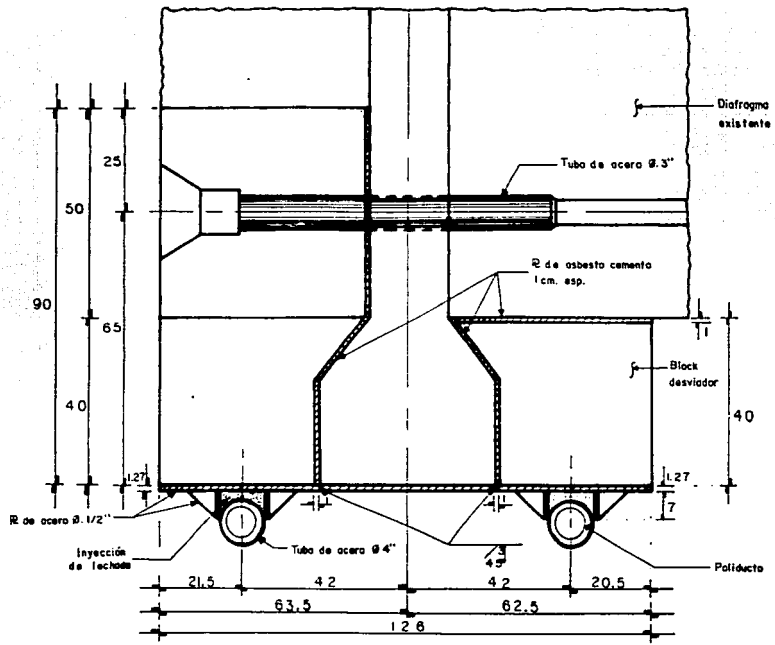


DIAFRAGMA INTERMEDIO

ESC. 1:50 ACOT. CM.

91

FALLA DE ORIGEN



DETALLE "A"

ESC. 110 ACOT. CM.

C A P I T U L O 7

P R U E B A S D E C A R G A

Y

S U E V A L U A C I O N .

Para lograr un estudio completo sobre la capacidad de carga de un puente, es necesario realizar pruebas en el sitio. Como estas pruebas suelen ser por lo general costosas, es recomendable que solo se lleven a cabo en casos especiales, como por ejemplo: cuando se tengan dudas sobre la seguridad de la obra, esto debido a que la información obtenida sea poco confiable o sumamente escasa, o bien, porque existan evidencias importantes sobre defectos de ejecución. Para puentes de estructuración especial, con los que se cuente con poca experiencia constructiva, o puentes importantes; son muy recomendables las pruebas en el sitio.

Dentro de las diferentes pruebas de sitio de que se tienen conocimiento, las pruebas de carga son las más usuales. Pueden ser de dos tipos: locales y globales; la primera se refiere solamente a una parte de la estructura y la segunda a todo el conjunto de la misma. Debe de tomarse en cuenta que al realizar una prueba de carga, para que la prueba sea efectiva, tiene que estar muy bien instrumentada para medir la magnitud de las cargas que se le aplique y las respuestas de la estructura ante las cargas aplicadas. La evaluación final de la obra se realiza mediante una comparación entre la capacidad obtenida teóricamente y la observada en campo mediante pruebas; también para la observación general del comportamiento de la obra.

Existen diferentes dispositivos para aplicar la carga, uno de los más recomendables y que es preferible utilizar es en el que se

utilizan vehículos pesados cargados, en los que se haya determinado previamente la descarga por eje. Otros medios para aplicar la carga, pueden ser mediante materiales líquidos o sólidos de cualquier tipo, pero siempre dando preferencia a los de fácil colocación y de peso que sea sencillo determinar por ejemplo: piezas prefabricadas, varillas de refuerzo, etc.

Otra manera de aplicar la carga es el utilizar gatos hidráulicos, arietes de vapor, tirantes que se liberan súbitamente, explosivos y cables de presfuerzo.

La contra parte de la aplicación de las pruebas de carga, es la de medir las respuestas de la estructura. Para esto, dentro de las mediciones que con más frecuencia deben realizarse están las deformaciones que la carga produce en secciones críticas, un ejemplo sería la flecha en el centro del claro de vigas libremente apoyadas. La medición de la flecha puede realizarse con aparatos topográficos de alta precisión o con micrómetros. Una recomendación para obtener flechas reales es la de realizar las mediciones de las deformaciones en los apoyos, esto nos dará la pauta para corregir las lecturas.

A continuación se darán algunos puntos que deben de considerarse en la aplicación de la prueba de carga:

- La carga que se aplique deberá representar, cuando menos, tres cuartas partes de la carga viva total de servicio considerada en el diseño.

- La aplicación de la carga será paulatinamente, tomando lecturas de deformación en cada etapa y revisando, inmediatamente después de la aplicación de un escalón de carga, toda la estructura.
- La prueba será suspendida y se dará por no cumplida si en un momento dado de la misma, se llegaren a detectar daños físicos en la estructura.
- En el momento en el que se haya logrado alcanzar la carga total se aplicará ésta por 24 horas tomándose lecturas al principio y al término de ese plazo.
- Una vez que se termine de aplicar la carga se tomarán lecturas del puente vacío inmediatamente después del retiro y 24 horas después.

Para que la prueba sea satisfactoria deben de cumplirse las siguientes condiciones:

- Las flechas observadas no son mayores que 1.2 veces las previstas.
- Cuando sea retirada la carga, cuando menos la estructura deberá recuperar el 75% de la deformación.

total.

- No aparece ningún daño en la estructura como consecuencia de la prueba.

Para lograr una evaluación de la eficacia de las medidas de reparación y reforzamiento adoptadas, la prueba de carga podrá realizarse en un puente antes y después de efectuar un reforzamiento.

Todo lo descrito anteriormente corresponde a lo que llamamos pruebas de cargas estáticas, sin embargo también pueden llevarse a cabo pruebas de carga dinámica, en esta prueba se hacen circular sobre el puente vehículos a la máxima velocidad posible en condiciones de seguridad. Pero las deformaciones se tendrán que medir con equipos especiales (oscilografos).

No solamente pueden medirse deformaciones, se pueden obtener, con la ayuda de clinómetros giros o bien con extensómetros se pueden obtener esfuerzos.

Existen otras pruebas de sitio, con las cuales se pueden obtener amortiguamiento y periodo, como las que registran las oscilaciones de la estructura bajo una carga rodante de características similares a las de diseño o bajo un excitador mecánico de otro tipo, además del desarrollo de acelerómetros electrónicos portátiles que pueden registrar las frecuencias y amplitudes con que oscila la estructura.

Para el caso de estructuras bajo sospecha, la comparación de estas características dinámicas con las medidas o calculadas teóricamente para una estructura será de iguales propiedades geométricas y elásticas, proporciona un índice cualitativo del deterioro. Para estructuras reparadas y reforzadas, la obtención de las características dinámicas antes y después de la rehabilitación dará una medida de la eficacia de la misma.

C A P I T U L O 8

C O N C L U S I O N E S .

CONCLUSIONES.

1. Es importante revisar los puentes de las carreteras que van a ser modernizadas para asegurarse de que cumplan con los requerimientos impuestos por el tránsito moderno.
2. La revisión debe basarse primeramente en una evaluación del estado físico de la obra en el campo. No es válido tomar decisiones sobre una obra que no se ha visitado y que sólo se conoce por fotografías o dibujos.
3. Antes de definir las técnicas de rehabilitación es necesario calcular la capacidad de carga de la estructura aplicando el método de la resistencia última y tomando en cuenta los deterioros observados en la inspección de campo.
4. Para confirmar los resultados determinados teóricamente frecuentemente es conveniente desarrollar pruebas de carga en la estructura real. Estas pruebas pueden ser de tipo estático o dinámico.

5. Los métodos de evaluación de la capacidad de puentes existentes permiten determinar medidas de rehabilitación que prolonguen la vida de servicio de las estructuras obteniendo un ahorro considerable y garantizando la seguridad de los usuarios. Es necesario que las obras rehabilitadas sean objeto de una observación periódica y constante en su vida posterior, para tomar oportunamente las medidas de seguridad que se ameriten.

B I B L I O G R A F I A .

1. Criterios para la evaluación de la capacidad de carga de puentes existentes.
Por el Ingeniero Amílcar Galindo Solórzano
Director de la Dirección General de Servicios Técnicos,
Subsecretaría de Infraestructura de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes.
Artículo publicado en la revista de la Asociación Mexicana de Ingeniería en Vías Terrestres A.C. (AMIVTAC).
2. Conservación de los puentes de la red carretera mexicana.
Por el Ingeniero J.P. Campos de la Fuente
Artículo publicado en la revista de la Asociación Mexicana de Ingeniería en Vías Terrestres A.C. (AMIVTAC).
3. Ponencia:
Cargas vivas sobre puentes.
Por el Ingeniero Fernando Fossas Requena
Ingeniero Civil, U.N.A.M.
4. Método avanzado de diseño para losas de concreto en calzadas de puentes.
Por Paul F. Csagoly y John M. Lybas
Ontario, Canadá, 1970.