



UNIVERSIDAD MICHOACANA DE
SAN NICOLÁS DE HIDALGO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

“AYUDAS DE DISEÑO PARA TRABES
PRETENSADAS TIPO AASHTO III Y IV”

TESIS

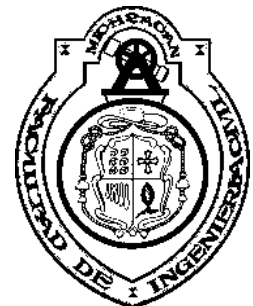
QUE PARA OBTENER EL GRADO DE:
INGENIERO CIVIL

PRESENTA:
URIEL GALVÁN CARRILLO

DIRECTOR DE TESIS:
JOSÉ MANUEL JARA GUERRERO
DOCTOR EN INGENIERÍA

“TESIS APOYADA POR EL CONSEJO
ESTATAL DE CIENCIA, TECNOLOGÍA E
INNOVACIÓN DEL ESTADO DE
MICHOACÁN”

MORELIA, MICHOACÁN, ABRIL DEL 2014



Agradecimientos

A mi familia, lo más valioso que tengo; a mi madre, inspiración y ejemplo, gracias por todo lo inculcado, por estar siempre a mi lado apoyándome e impulsándome a ser una mejor persona, a mis hermanos, amigos de tiempo completo, gracias infinitas por creer en mí, por darme la fortaleza que necesito y brindarme su apoyo más allá de lo posible aunque eso algunas veces implicara sacrificios. Sin ustedes esto nunca hubiese sido posible.

Gracias a mis amigos dentro y fuera de la escuela que me acompañaron en este recorrido, por permitirme formar parte de sus vidas, por todos esos momentos convertidos en gratos recuerdos, por hacer mucho más amena esta etapa de mi vida.

Agradezco sinceramente al Dr. José Manuel Jara Guerrero mi asesor de tesis, por todo su apoyo y paciencia, por compartirme su conocimiento y por ser ejemplo dentro y fuera del aula.

A todos y cada uno de mis compañeros y maestros que a lo largo de toda mi vida de alguna u otra manera contribuyeron con su mínima pero no menos importante aportación para hoy tenerme en esta posición.

A todos, gracias.

Resumen

En este estudio se diseñan traveses tipo AASHTO III y IV ante la acción de cargas muertas y cargas vivas de los vehículos que transitan por la red carretera nacional en la República Mexicana. Estas traveses son la solución más comúnmente utilizada para la superestructura de puentes de longitud media en México. Como resultado, se proporciona un conjunto de gráficas de fácil aplicación que permiten diseñar de forma preliminar la superestructura de un puente soportado por este tipo de traveses. Estas figuras son una herramienta importante para la Secretaría de Comunicaciones y Transportes, responsable de la construcción y supervisión de puentes carreteros en el país.

Palabras clave: Traveses tipo AASHTO, ayudas de diseño, combinaciones de carga

Abstract

In this study the design of prestressed AASHTO type III and IV girders subjected to dead and live loads is conducted. The live loads were the current trucks circulating in Mexico's roads. AASHTO girders are the most common solution to support the superstructure of the medium length span bridges in Mexico. As a result of the thesis, design charts for the preliminary design of the bridge superstructures supported on AASHTO type girders were developed. These graphs are a very important tool for the Transportation and Communication Secretary in Mexico, responsible of the supervision and construction of bridges in the road network of the country.

Key words: AASHTO girders, design charts, load combinations

Introducción

Con el presente trabajo se busca obtener las herramientas más simples posibles y de fácil aplicación para diseñar de forma preliminar la superestructura de un puente con traveses tipo AASHTO III o IV partiendo de información básica y conocida, como es: cargas vehiculares, ancho total del puente, longitud del claro, separación entre traveses y ancho del voladizo.

En el primer capítulo se presentan los antecedentes del uso de prefuerzo en puentes en México y el mundo para tener así un panorama amplio sobre su aplicación y desarrollo a lo largo de la historia.

En el capítulo dos se estudian las características geométricas más importantes de los puentes de longitud media en México.

La obtención de las solicitaciones de la estructura (cargas vivas y muertas) se hace en el capítulo tres, donde se evalúan los efectos de las cargas vehiculares, de los elementos que conforman la superestructura como son los traveses mismos y el firme de concreto, y otros elementos no estructurales.

En el cuarto capítulo se aborda la teoría y un ejemplo de diseño de los traveses AASHTO como elementos preforzados pretensados con la metodología de esfuerzos admisibles, metodología ampliamente aceptada, basándose en las normas AASHTO LRFD Bridge Design Specifications versión del 2012 (6ª edición).

Finalmente se presentan las figuras “Ayudas de diseño” y las conclusiones más importantes.

Contenido

Agradecimientos.....	ii
Resumen.....	iii
Abstract.....	iii
Introducción.....	iv
Capítulo I. Uso de sistemas de presfuerzo.....	1
I.1 Desarrollo del presfuerzo.....	1
I.2 Antecedentes del uso de presfuerzo en puentes en el mundo.....	2
I.3 Antecedentes del uso de presfuerzo en puentes en México.....	5
Capítulo II. Características de puentes de longitud media.....	9
II.1 Clasificación de puentes.....	10
II.1.1 Según tipo de estructura.....	11
II.1.1.1 Viga.....	11
II.1.1.2 Arco.....	12
II.1.1.3 Atirantados.....	13
II.1.1.4 Colgantes.....	14
II.2 Planos de proyecto.....	15
II.2.1 1er Volumen de planos tipo (SOP, 1966).....	15
II.2.2 2do Volumen de planos tipo (SAHOP, 1980).....	16
II.3 Información del Sistema de Puentes en México (SIPUMEX).....	17
II.3.1 Edad de los puentes.....	18
II.3.2 Superestructura según el material.....	19
II.3.3 Longitud de puentes.....	20
II.3.3.1 Longitud total.....	20
II.3.3.2 Longitud claro mayor.....	20
Capítulo III. Evaluación de cargas muertas y vivas en puentes.....	22
III.1 Cargas muertas.....	22
III.1.1 Trabes AASHTO III y IV.....	22
III.1.1.1 Secciones.....	23
III.1.1.2 Propiedades.....	24
III.1.2 Losa y carpeta asfáltica.....	27

III.1.3	Diafragmas	28
III.1.4	Guarniciones y parapetos, y barreras	30
III.1.4.1	Guarniciones y parapetos	30
III.1.4.2	Barreras	32
III.1.5	Pesos volumétricos de los materiales	33
III.1.6	Momentos flexionantes por cargas muertas.....	34
III.2	Cargas viva.....	36
III.2.1	Camiones de diseño.....	36
III.2.2	Carril de diseño	36
III.2.3	Momento flexionante por carga viva.....	38
III.2.3.1	Factor de distribución, método de Courbon	39
III.2.3.2	Momentos totales.....	40
III.3	Momentos últimos.....	40
 Capítulo IV. Diseño de trabes pretensadas tipo AASHTO III y IV		46
IV.1	Generalidades de elementos de concreto presforzado	46
IV.1.1	Pretensado.....	50
IV.1.2	Postensado	51
IV.2	Materiales	53
IV.2.1	Concreto.....	53
IV.2.2	Aceros de presfuerzo	54
IV.3	Etapas de diseño de un elemento presforzado	59
IV.3.1	Etapa inicial	59
IV.3.2	Etapa final	59
IV.3.3	Etapa intermedia	60
IV.4	Pérdidas de presfuerzo.....	60
IV.4.1	Pérdidas inmediatas.....	61
IV.4.1.1	Deslizamiento del anclaje	61
IV.4.1.2	Acortamiento elástico.....	61
IV.4.2	Pérdidas diferidas.....	62
IV.4.2.1	Flujo plástico del concreto	63
IV.4.2.2	Contracción del concreto	63
IV.4.2.3	Relajación del acero	63
IV.5	Estado de esfuerzos	64
IV.5.1	Esfuerzos permisibles	65
IV.5.1.1	Esfuerzos permisibles en el concreto	66

IV.5.1.2	Esfuerzos permisibles en el acero de presfuerzo	68
IV.6	Detalle del acero de presfuerzo	70
IV.6.1	Recubrimiento de concreto.....	70
IV.6.2	Separación del acero de presfuerzo.....	70
IV.7	Ejemplo de diseño	72
IV.7.1	Propiedades de la sección	72
IV.7.2	Solicitaciones	74
IV.7.2.1	Momentos por cargas muertas	74
IV.7.2.2	Momento por carga viva	78
IV.7.3	Cuantía de acero de presfuerzo	80
IV.7.4	Pérdidas de presfuerzo	81
IV.7.4.1	Pérdidas inmediatas	82
IV.7.4.2	Pérdidas diferidas	82
IV.7.5	Cálculo y revisión de esfuerzos.....	84
IV.7.5.1	Etapa inicial	84
IV.7.5.2	Etapa final.....	85
IV.7.5.3	Etapa intermedia.....	88
 Capítulo V. Figuras de resistencia de las trabes AASHTO III y IV ...		98
V.1	Consideraciones generales	98
V.2	Resultados.....	99
V.3	Figuras.....	100
Conclusiones.....		112
Referencias		114

Lista de figuras

Figura 1.1 Puente Balduistein.	4
Figura 1.2 Walnut Lane Memorial Bridge.	4
Figura 1.3 Puente Zaragoza.....	6
Figura 1.4 Puente Tuxpan.....	7
Figura 1.5 Puente Coatzacoalcos I.	7
Figura 1.6 Tendencia de construcción de puentes en México.....	8
Figura 2.1 Longitudes de carretera por entidad federativa.	9
Figura 2.2 Tipos de carretera en México.	10
Figura 2.3 Puente de concreto presforzado.	12
Figura 2.4 Puente Valentré, Francia.....	13
Figura 2.5 Puente el Baluarte Bicentenario, México.....	13
Figura 2.6 Configuraciones de los cables en un puente atirantado.....	14
Figura 2.7 Puente Golden Gate, San Francisco, EU.....	14
Figura 2.8 Número de puentes por entidad federativa.	18
Figura 2.9 Puentes construidos por década.	19
Figura 2.10 Puentes según el material.....	20
Figura 2.11 Longitud total de puentes.	21
Figura 2.12 Claro más grande de puentes.	21
Figura 3.1 Secciones de las trabes AASHTO III y IV.	23
Figura 3.2 División de la trabe AASHTO.	24
Figura 3.3 Dimensiones de la losa.	27
Figura 3.4 Trabe AASHTO con conectores.....	28
Figura 3.5 Diafragmas de concreto y metálicos.	29
Figura 3.6 Diafragma de diseño.	30
Figura 3.7 Guarniciones y parapetos.	30
Figura 3.8 Guarnición y parapeto de diseño.....	31
Figura 3.9 Barrera separadora de sentido de circulación.....	33
Figura 3.10 Momento flexionante para carga uniforme.	34
Figura 3.11 Momento flexionante para cargas puntuales.....	35
Figura 3.12 Pesos y dimensiones de los vehículos T3S2R4, T3S3 Y HS-20.....	37

Figura 3.13 Carril de diseño.	38
Figura 3.14 Configuración de cargas y trabes para Courbon.	40
Figura 4.1 Momentos flexionantes a lo largo de vigas presforzadas simplemente apoyadas.	47
Figura 4.2 Esfuerzos al centro del claro y en los extremos de vigas simplemente apoyadas con y sin excentricidad del presfuerzo.	48
Figura 4.3 Deformación y agrietamiento para dos vigas.	48
Figura 4.4 Fabricación de un elemento pretensado.	51
Figura 4.5 Trayectorias típicas de tendones en vigas postensadas.	52
Figura 4.6 Alambre de presfuerzo.	55
Figura 4.7 Torones de presfuerzo	56
Figura 4.8 Grafica Fuerza-deformación de torones.	58
Figura ED 4.1 Voladizo y separación.	73
Figura ED 4.2 Diagrama de momentos para cargas distribuidas.	75
Figura ED 4.3 Croquis y dimensiones de la guarnición y del parapeto.	76
Figura ED 4.4 Diagrama de momentos para cargas puntuales.	77
Figura ED 4.5 Croquis y dimensiones de diafragma.	77
Figura ED 4.6 Configuración de los camiones en el puente.	78
Figura ED 4.7 Croquis de distribución de los torones.	81

Lista de tablas

Tabla 2.1 Características de la superestructura de los puentes tipo (SOP, 1966)	15
Tabla 2.2 Características de la subestructura de los puentes tipo (SOP, 1966) ...	16
Tabla 2.3 Características de la superestructura de los puentes tipo (SAHOP, 1980)	16
Tabla 2.4 Características de la subestructura de los puentes tipo (SAHOP, 1980)	17
Tabla 2.5 Características de los materiales de los puentes tipo (SOP, 1966; SAHOP, 1980).....	17
Tabla 3.1 Área, centroide y momento de inercia para la trabe AASHTO III	25
Tabla 3.2 Propiedades de las secciones AASHTO III y IV	26
Tabla 3.3 Barreras de protección	32
Tabla 3.4 Pesos volumétricos de materiales	34
Tabla 3.5 Momentos flexionantes por carga viva (t-m).....	38
Tabla 3.6 Factores de ductilidad, redundancia e importancia operativa.....	41
Tabla 3.7 Factores y combinaciones de carga	42
Tabla 3.8 Factores de carga para cargas permanentes.....	44
Tabla 3.9 Factor de impacto o incremento por carga dinámica.....	45
Tabla 4.1 Expresiones para determinar el módulo de elasticidad del concreto.....	54
Tabla 4.2 Torones de presfuerzo	57
Tabla 4.3 Esfuerzos permisibles en el concreto en la etapa de transferencia.....	66
Tabla 4.4 Esfuerzos permisibles en el concreto en la etapa de servicio	66
Tabla 4.5 Factor de reducción $\phi\omega$	67
Tabla 4.6 Límites de esfuerzos para tendones de presfuerzo	69
Tabla 4.7 Separación centro a centro de torones.....	70
Tabla 4.8 Recubrimiento para aceros no protegidos.....	71
Tabla ED 4.1 Volados y separaciones entre trabes	73
Tabla ED 4.2 Propiedades, sección simple y compuesta.....	74
Tabla ED 4.3 Factores de distribución y momentos por carga viva.....	79
Tabla ED 4.4 Detalle del cálculo del centroide del presfuerzo	80
Tabla ED 4.5 Comparación de esfuerzos en la etapa inicial	85
Tabla ED 4.6 Comparación de esfuerzos en la etapa final	88

Tabla ED 4.7 Comparación de esfuerzos en la etapa intermedia 89

Capítulo I. Uso de sistemas de presfuerzo en puentes

I.1 Desarrollo del presfuerzo

En 1886, P. H. Jackson de S. Francisco realiza un experimento para presforzar concreto, el cual fracasa por no contar con aceros de alta resistencia. Posteriormente, en el año de 1888, C. F. W. Doehring de Alemania, patenta un concreto presforzado con barras de acero [15].

En 1908, C. R. Steiner de los Estados Unidos recupera algunas de las pérdidas de presfuerzo retirando las barras de acero después de la contracción y flujo del concreto y en 1925, R. E. Dill de Nebraska, Estados Unidos, en postensado, recubre las barras de acero para evitar la adherencia con el concreto [15].

Hasta esta parte se puede considerar la primera etapa del desarrollo del presfuerzo. Las primeras estructuras que se construyeron siguiendo estas ideas fracasaron o no competían debido a su alto costo con las estructuras de concreto reforzado, esto se debió a la relativamente baja resistencia de los materiales que en el caso del concreto no pasaba de 200 kg/cm^2 y para el acero de $3,000 \text{ kg/cm}^2$. Lo cual representaba una fuerza de presfuerzo baja, que además se perdía en un lapso corto de tiempo principalmente por contracción y flujo plástico del concreto.

Entre 1928 y 1933, Freyssinet de Francia, es el primero en presforzar de forma exitosa el concreto con alambres de alta resistencia. Ya para el año de 1939, Freyssinet desarrolla anclajes prácticos y cilindros hidráulicos de doble acción. Un año después, en 1940 el profesor G. Magnel de Bélgica desarrolla el sistema "Magnel", el primer sistema de presfuerzo completo [15].

Se dice, que estos antecedentes representaron una segunda etapa del desarrollo del presfuerzo, etapa en la cual se desarrolló la tecnología de los materiales de alta resistencia logrando concretos de 500 kg/cm^2 y aceros de $15,000 \text{ kg/cm}^2$ o más. Se lograron compensar y/o cuantificar las pérdidas de presfuerzo logrando que el

presfuerzo efectivo (después de las pérdidas) resultara suficiente y aceptable para mejorar el comportamiento estructural, también se desarrollaron sistemas de presfuerzo y anclaje que permitieron realizar aplicaciones prácticas de forma económica y por ende competitivas, en comparación con otros sistemas estructurales.

Como se aprecia, la idea del presfuerzo es antigua, sin embargo, no se pudo materializar en las obras de ingeniería civil mientras no se desarrollaran los materiales de alta resistencia.

A partir de estos antecedentes, el concreto presforzado ha tenido un desarrollo siempre creciente a lo largo de los años.

Actualmente existen asociaciones para la investigación, aplicación y control del concreto presforzado, por ejemplo a nivel mundial la International Federation of Prestressing (IFP), en México la Asociación Nacional de Industrias de la Prefabricación y del Presfuerzo, A. C. ANIPPAC.

I.2 Antecedentes del uso de presfuerzo en puentes en el mundo

El agrietamiento del concreto armado y sus deformaciones eran problemas comunes que mantenían a los puentes limitados a claros pequeños, dicho problema se resolvió con el empleo de concreto presforzado.

El primer puente presforzado se construyó en Alemania en 1938, denominado puente Oelde, bajo proyecto y dirección de Freyssinet, constaba de un solo tramo de 31 m de claro, la superestructura fue conformada por 4 vigas doble T a una separación de 1.4 m y con 4 cuatro vigas riostras (diafragmas) intermedias y dos en los extremos. Este puente fue presforzado en el más estricto sentido de la palabra. En este puente aparecen casi todas las disposiciones que posteriormente van a configurar los puentes de vigas. La viga tomó la forma de doble T con la

finalidad de aumentar su radio de giro y la eficiencia del pretensado. Las riostras transversales (diafragmas) aparecen para mejorar el reparto transversal [6].

La aplicación del concreto presforzado a los puentes se da en forma importante, en Europa, después de la segunda guerra mundial y es en ese mismo continente donde se ve impulsada, por la necesidad de reconstruir numerosos puentes destruidos durante la guerra y por usar elementos estructurales con secciones más reducidas, de modo que se pudiera optimizar el uso de materiales que en ese punto de la historia escaseaban.

En 1950, U. Finsterwalder uno de los ingenieros que más contribuyó al desarrollo de los puentes presforzados construye el puente de Balduinstein (fig. 1.1), sobre el río Lahn, con un claro de 62 m, siendo éste el primer puente construido en avance en voladizo sucesivo con concreto presforzado. Finsterwalder recoge este procedimiento de Baumgart, quien en 1930 construyó el primer puente en avance en voladizo de concreto armado, sobre el río Peixe [6].

En 1951, en Filadelfia, Pensilvania se construye el Walnut Lane Memorial Bridge (fig. 1.2), primer puente de concreto presforzado construido en el continente Americano, es un puente de vigas de concreto presforzadas diseñado por el ingeniero Belga Gustave Magnel. El puente consta de 3 claros de 49 m, donde la losa de concreto es soportada por 13 vigas de concreto postensadas con cuatro cables embebidos en el concreto [14].

Después de estos primeros antecedentes, se popularizó la construcción de puentes de concreto presforzado alrededor del mundo. En América latina algunos ejemplos de países que empezaron a emplear este sistema son: Brasil, Venezuela, Cuba, Argentina y México [15]. En Alemania el empleo de concreto presforzado fue tal que para 1965, el 97% de los puentes que se construían eran de concreto presforzado [11].



Figura 1.1 Puente Balduistein.
Primer puente construido en el mundo por el procedimiento de avance en voladizo sucesivo.
(Manterola, 1984)



Figura 1.2 Walnut Lane Memorial Bridge.
Primer puente presforzado construido en el continente americano.

I.3 Antecedentes del uso de presfuerzo en puentes en México

En México, la aplicación de esta nueva tecnología es relativamente temprana. Esto sucede en la construcción de un puente en la ciudad de Monterrey, Nuevo León.

En 1952 se proyectó un puente en Monterrey Nuevo León sobre el río Santa Catarina en la prolongación de la calle Zaragoza (fig. 1.3), mismo que para 1953 ya se había concluido. Fue este el primer puente de concreto presforzado en México. Constó de 5 tramos simplemente apoyados de 35 m de longitud cada uno; su calzada de 7.90 m. La superestructura de cada tramo la forman 7 trabes de 1.45 m de peralte. El concreto empleado fue de $f'c= 400 \text{ kg/cm}^2$ y el acero especial, importado de Bélgica, tenía un esfuerzo a la ruptura de $16,000 \text{ kg/cm}^2$. Fue construido bajo la dirección de ingenieros mexicanos, que idearon un sistema original para el sistema de anclaje de los cables de presfuerzo y comprobaron la validez de sus cálculos con la realización de una prueba de carga sobre una viga de escala natural [4].

En 1957 se construyó el puente sobre el río Tuxpan (fig. 1.4), en el acceso al puerto de mismo nombre, en el estado de Veracruz. Este puente constituye otra primicia de la ingeniería mexicana en el continente americano, ya que fue la primera obra de este lado del océano en que se aplicó el sistema de dovelas en doble voladizo. El puente tiene claros de 92 m y es de tipo Gerber, con articulaciones metálicas al centro de los claros. El concreto se presforzó con barras de acero redondo. Durante la construcción se tuvieron diversos problemas por la falta de experiencia en este sistema de construcción, al grado que para la primera dovela en voladizo se requirieron 45 días, en tanto, que para las últimas el tiempo se redujo a 10 días [4].

Para 1958 habían sido proyectados y construidos 63 puentes de concreto presforzado casi en su totalidad para caminos y unos cuantos para ferrocarriles, estos últimos en la línea Chihuahua-Pacífico. De 1959 a 1964, se proyectaron otros 35 puentes de concreto presforzado [4].



Figura 1.3 Puente Zaragoza.
Primer puente presforzado construido en México.

En marzo de 1962, se inauguraba el puente Coatzacoalcos I (fig. 1.5) por Adolfo López Mateos el entonces presidente de México. El Coatzacoalcos I fue un puente mixto, para ferrocarril y para carretera, con una longitud de 966 m fue durante varios años el puente más largo de México. La superestructura consta de 27 tramos simplemente apoyados, de concreto presforzado, de 31 m cada claro, y de una armadura levadiza de acero de 69 m de claro. La parte destinada al tránsito carretero tiene una calzada de 7 m de ancho, soportada por cuatro traveses. La superestructura para ferrocarril tiene tres traveses, también de concreto presforzado, en cada uno de los tramos. La subestructura está cimentada por medio de cilindros de concreto, de 4.5 m de diámetro hincados hasta una profundidad promedio de 29 m bajo el lecho del río. Sobre estos cilindros se construyeron las pilas de concreto armado, con cuerpo terminado en su parte superior en dos voladizos para alojar los apoyos de las traveses. El puente Coatzacoalcos I es de los primeros en que se aplica de forma intensiva el uso de vigas prefabricadas presforzadas [4].



Figura 1.4 Puente Tuxpan.
Primer puente construido con el sistema de dovelas en América.



Figura 1.5 Puente Coatzacoalcos I.
Puente mixto de aproximadamente 1 km.

El desarrollo de la industria del presfuerzo y la prefabricación permitieron el empleo cada vez más frecuente de vigas presforzadas y prefabricadas en los puentes. Con estos elementos se evitaban las obras falsas y se reducían los tiempos de construcción. Al principio, este tipo de construcción se veía limitado en su aplicación

por falta de personal calificado y por problemas en el transporte de los elementos hasta el sitio de las obras, problemas que fueron superándose a medida que se desarrollaba el país.

En México, la construcción de puentes de concreto presforzado ha tenido una muy importante alza en los últimos 30 años en comparación con los sistemas: concreto reforzado, y concreto y acero. Sobre todo en puentes con claros menores a 40 metros. En la figura 1.6 se aprecia como desde la década de los 80's este sistema presento un incremento gradual en su uso a tal grado que para el 2009 cerca de un 70 % de los puentes construidos tienen una superestructura de concreto presforzado [3].

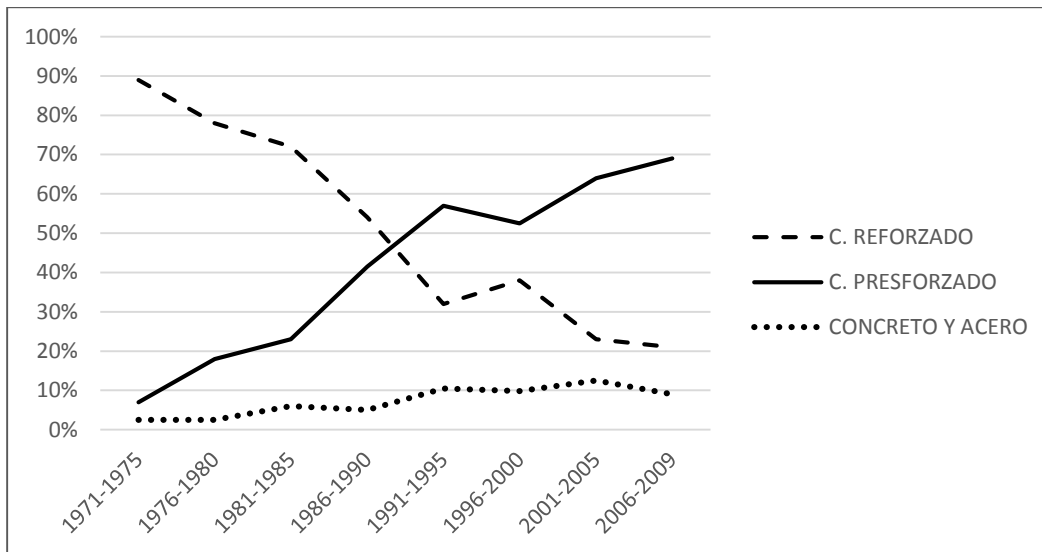


Figura 1.6 Tendencia de construcción de puentes en México. (SIPUMEX, 2009)

Capítulo II. Características de puentes de longitud media

Según el anuario estadístico de la Secretaria de Comunicaciones y Trasportes (SCT) en su versión más reciente, la del 2012, la red carretera nacional constaba de un total de 377,660 km de longitud. Siendo Jalisco la entidad que tiene por si sola la mayor longitud de carreteras con un total de 27,895 km. En la figura 2.1 se muestra la longitud por tipos de carreteras por entidad federativa, donde se aprecia que las carreteras pavimentadas de cuatro carriles (Pav. Cuatro carriles) son las que se presentan en menor cantidad.

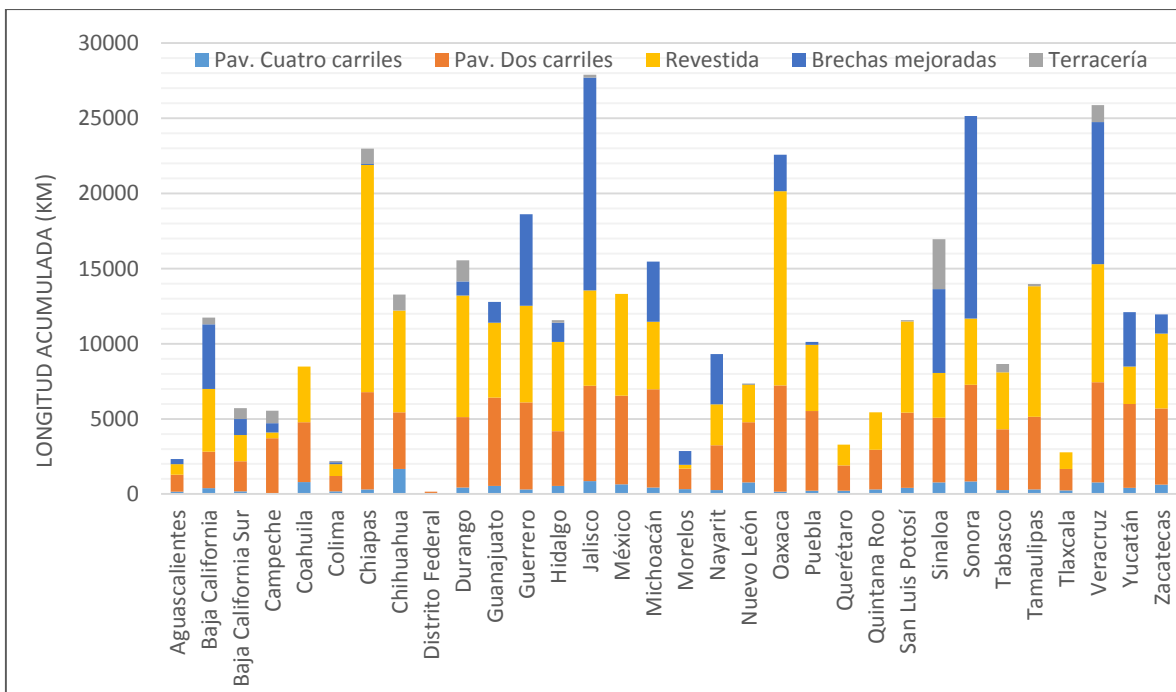


Figura 2.1 Longitudes de carretera por entidad federativa. (Anuario estadístico SCT, 2012)

De forma global la red carretera nacional se puede clasificar según su tipología como se muestra en la figura 2.2, donde se puede apreciar la importante cantidad de carreteras pavimentadas de dos carriles, así, se puede concluir que un gran número de puentes son de dos carriles y en menor cantidad los de cuatro.

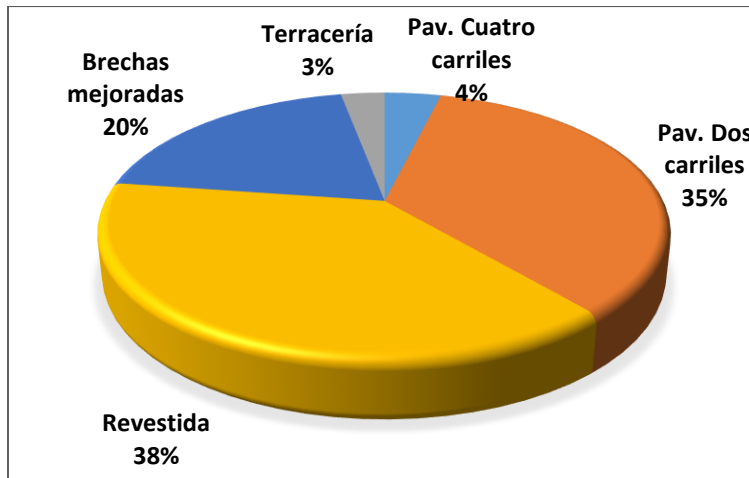


Figura 2.2 Tipos de carretera en México.
(Anuario estadístico SCT, 2012)

II.1 Clasificación de puentes

Un puente es una estructura que permite salvar un obstáculo, ya sea río, barranco o una vía de comunicación. La normativa de la SCT define a un puente como “una estructura con longitud mayor de seis metros, que se construye sobre corrientes o cuerpos de agua y cuyas dimensiones quedan definidas por razones hidráulicas.” La misma norma define viaducto como “una estructura que se construye sobre barrancas, zonas urbanas u otros obstáculos, y cuyas dimensiones quedan definidas por razones geométricas, dependiendo principalmente de la rasante de la vialidad y del tipo de obstáculo que cruce”. Para fines de esta investigación un viaducto, también es un puente.

Para hablar de las características de los puentes es conveniente conocer primero la clasificación de estos. Podemos hacer varias clasificaciones; con base en el material del que están hechos, por su longitud y por el tipo de estructura, entre otras.

Puentes según el material:

- Madera
- Mampostería
- Concreto

- Reforzado
- Presforzado
- Metálicos
 - De fundición
 - De hierro
 - De acero
- Mixtos

Puentes según su longitud:

- Alcantarillas $L \leq 6m$
- Puentes de claro medio $6 m < L \leq 60 m$
- Puentes de grandes claros $L > 60 m$

Puentes según el tipo de estructura:

- Viga
- Arco
- Atirantados
- Colgantes

II.1.1 Según tipo de estructura

II.1.1.1 Viga

Los puentes viga, como su denominación lo indica, están constituidos por una serie de vigas, es decir, piezas horizontales o casi horizontales, colocadas en forma paralela y apoyadas en dos o más puntos, estos elementos trabajan a flexión, y deben la capacidad de resistir esfuerzos a la inercia de la sección.

A lo largo de la historia se han construido de diferentes materiales empezando por la madera, después fueron de acero, actualmente se construyen de concreto reforzado y presforzado, siendo estos últimos los predominantes.

Puentes presforzados

Los puentes de concreto presforzado son utilizados para cubrir claros medianos de 15 a 40 metros comúnmente. En función del momento en que se les aplique el presfuerzo pueden ser pretensados o postensados.

Se ha demostrado que el concreto presforzado es técnica y económicamente competitivo en puentes de claros medianos así como para claros mayores a 40 metros. Actualmente un gran número de puentes se construyen con esta técnica donde la rapidez de construcción, la alta eficiencia y menor peralte de los elementos son las ventajas sobre otros sistemas.

Los elementos de concreto presforzado que se usan frecuentemente son, por ejemplo: traveses postensados con losa, traveses T, traveses AASHTO y secciones en cajón [12].



Figura 2.3 Puente de concreto presforzado.

II.1.1.2 Arco

Es una estructura que salva un claro determinado, sometida a esfuerzos de compresión donde las tensiones y flexión se evitan o reducen al mínimo, en este tipo de estructuras se pueden usar materiales con poca resistencia a la tensión, como la piedra.

En este tipo de puentes, existen tres configuraciones de tablero:

- Tablero superior
- Tablero intermedio
- Tablero inferior



Figura 2.4 Puente Valentré, Francia.

II.1.1.3 Atirantados

Son aquellos cuyo tablero se encuentra suspendido de torres mediante cables o tirantes. Son una solución en México para librar claros grandes de más de 100 metros y son distinguidos por su estética.

Un ejemplo de puente atirantado es el Baluarte Bicentenario construido entre los límites de Durango y Sinaloa, México. Con un claro central de 520 metros suspendido a una altura de 403 metros es el puente atirantado más alto del mundo.



Figura 2.5 Puente el Baluarte Bicentenario, México.

Sus elementos fundamentales son los tirantes que son cables rectos que atirantan el tablero proporcionándole una serie de apoyos intermedios, y dependiendo de su configuración se clasifican como: de arpa (tirantes paralelos), semi-arpa (tirantes semi-paralelos) y en abanico (tirantes radiales).

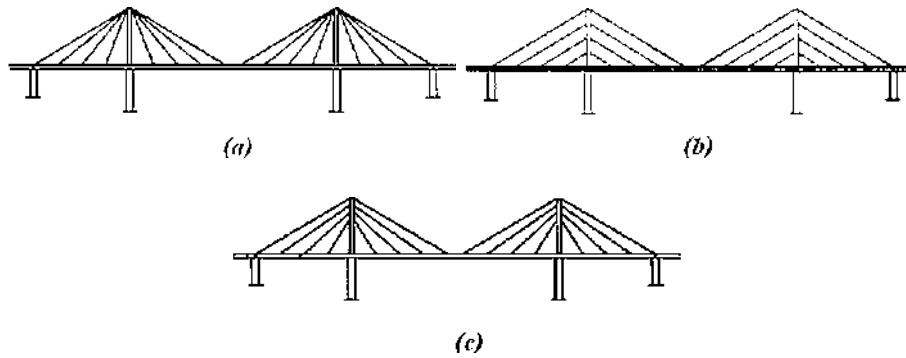


Figura 2.6 Configuraciones de los cables en un puente atirantado.

II.1.1.4 Colgantes

El puente colgante es un arco invertido, sus elementos están dispuestos para trabajar a tensión. Como en los atirantados, la característica principal de este puente es que su estructura se basa en cables.



Figura 2.7 Puente Golden Gate, San Francisco, EU.

II.2 Planos de proyecto

En México desde los años 60's y hasta principios de los 1980 la construcción de puentes se realizaba con base en planos tipo realizados por la SCT, por lo que se puede esperar que los puentes que datan de esas fechas tengan las características correspondientes.

Los planos tipo dieron origen a varios volúmenes, entre los que se encuentran el que desarrolló la Secretaría de Obras Públicas (SOP) en 1966 y el de la Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas (SAHOP) en 1980.

II.2.1 1er Volumen de planos tipo (SOP, 1966)

Las superestructuras de los planos tipo de este primer volumen (SOP, 1966) consistieron en losas macizas, traveses de concreto reforzado, traveses de concreto presforzado para claros de 30 a 45 m y traveses de acero para claros entre 30 y 45 m. El ancho total fue de 8 m y la carga viva considerada en el diseño fue el HS-15. El resumen de la superestructura se presenta en la tabla 2.1.

Tabla 2.1 Características de la superestructura de los puentes tipo (SOP, 1966)

<i>Tipos de superestructura</i>	<i>Longitud del claro</i>	<i>Ancho total</i>	<i>Carga viva de diseño</i>
Losas macizas	6 a 10 m	8 m	HS-15
2 traveses de concreto reforzado	8 a 32 m		
3 traveses de concreto reforzado	8 a 16 m		
Traveses de concreto presforzado	30 a 45 m		
Traveses de acero presforzado	30 a 45 m		

En la tabla 2.2 se resume la información de la subestructura en función de la superestructura y el claro, teniendo alturas de estribos y pilas de 4 a 10 m para losas macizas y de 6 a 14 m para traveses de concreto reforzado.

Tabla 2.2 Características de la subestructura de los puentes tipo (SOP, 1966)

<i>Tipos de superestructura</i>	<i>Longitud del claro</i>	<i>Altura de estribos</i>	<i>Altura de pilas</i>
Losas planas macizas	6 a 10 m	4 a 10 m	4 a 10 m
2-3 traveses de concreto reforzado	8 a 30 m	6 a 14 m	6 a 14 m

En lo referente a los apoyos, este primer volumen presento como opciones: apoyos de plomo fijo, de plomo móviles, de neopreno y de acero.

II.2.2 2do Volumen de planos tipo (SAHOP, 1980)

Las superestructuras de los planos tipo para el segundo volumen (SOP, 1966) para claros de 8 a 14 m consiste en losas macizas y losas planas macizas, para claros de 14 a 18 m se tienen losas planas aligeradas y para claros de 15 a 28 m losas nervadas. En este volumen la carga viva de diseño adicionalmente al HS-15 se incorpora el HS-20 y los anchos totales pueden ser 8 y 10 m. El resumen de la superestructura se presenta en la tabla 2.3

Tabla 2.3 Características de la superestructura de los puentes tipo (SAHOP, 1980)

<i>Tipos de superestructura</i>	<i>Longitud del claro</i>	<i>Ancho total</i>	<i>Carga viva de diseño</i>
Losas macizas	8 a 14 m	8 m	HS-15
Lozas planas macizas		10 m	HS-20
Lozas planas aligeradas	14 a 18 m	8 m	HS-15
		10 m	HS-20
Losa con dos nervaduras	15 a 28 m	8 m	HS-15
		10 m	HS-20

Para la subestructura se tienen estribos de 5.3 a 13 m y pilas de 4 a 12 m para los claros de 8 a 14 m, y de 5 a 12.7 m y 6 a 14 m estribos y pilas respectivamente para los claros de 15 a 28 m. Estas características se resumen en la tabla 2.4.

Tabla 2.4 Características de la subestructura de los puentes tipo (SAHOP, 1980)

<i>Tipos de superestructura</i>	<i>Longitud del claro</i>	<i>Altura de estribos</i>	<i>Altura de pilas</i>
Losas planas macizas	8 a 14 m	5.3 a 13 m	4 a 12 m
Losas nervadas	15 a 28 m	5 a 12.7 m	6 a 14 m

En este segundo volumen se proponen apoyos de neopreno vulcanizado con placas de acero estructural.

Para los materiales, resumiendo ambos volúmenes en la tabla 2.5 es de destacar el uso de materiales de alta resistencia en las trabes pretensadas.

Tabla 2.5 Características de los materiales de los puentes tipo (SOP, 1966; SAHOP, 1980)

<i>Elemento estructural</i>	<i>f'c (kg/cm²)</i>	<i>fy o fu (kg/cm²)</i>
Losas macizas y nervaduras	200	2300
Losas nervaduras de 25 a 30 m	250	4200
Trabes de concreto reforzado		
Trabes de concreto presforzado	350	19000
Losas aligeradas con tubos de cartón	250	4200
Cilindros		
Pilotes		

II.3 Información del Sistema de Puentes en México (SIPUMEX)

En 1993 la SCT instrumentó un sistema de administración de puentes denominado Sistema Integral de Puentes Mexicanos. Esta base de datos contempla, entre lo

más importante desde el punto de vista estructural, las características geométricas, ubicación con coordenadas geográficas, material y tipo de estructura. Los reportes SIPUMEX tienen como principal objetivo el contar con un procedimiento sistemático para atender las necesidades de rehabilitación y mantenimiento de los puentes en México.

De acuerdo a información de este sistema, para el 2013 en México se contaba con 8,265 puentes en la Red Carretera Federal, 526 de ellos se localizan en el estado de Michoacán lo que convierte a Michoacán como la entidad federativa con más puentes en el país (SCT, 2013).

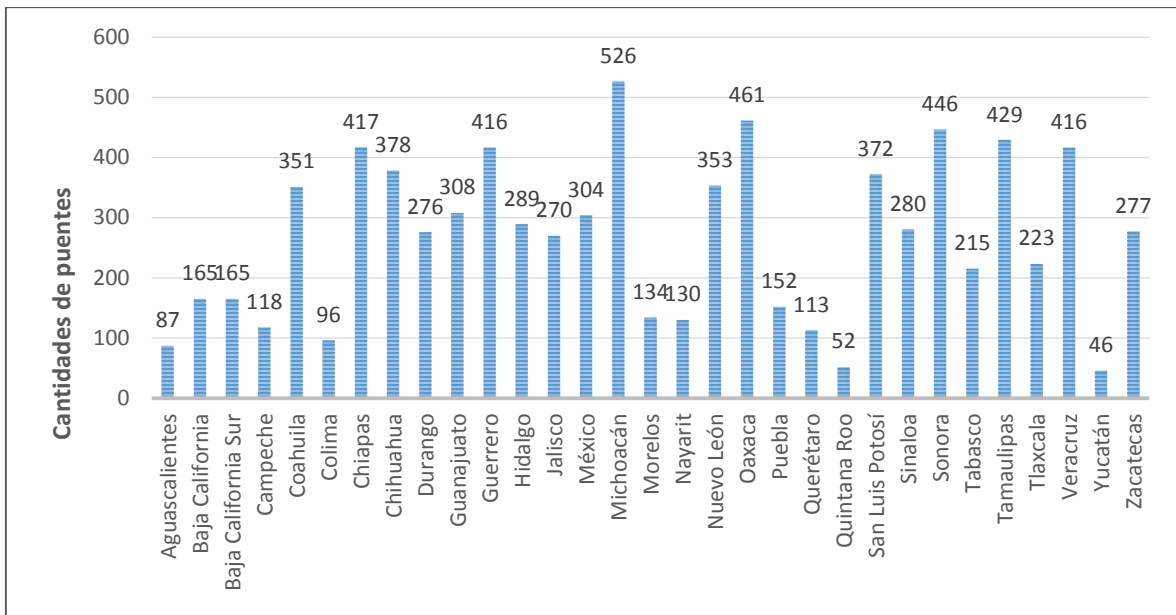


Figura 2.8 Número de puentes por entidad federativa. (SCT, 2013)

II.3.1 Edad de los puentes

Como se mencionó, en los planos tipo de este mismo capítulo, las cargas vivas con las que se diseñaban los puentes hace entre 30 y 50 años eran los camiones HS-15 y HS-20, camiones con peso muy inferior a los vehículos que hoy en día circulan en toda la Red Carretera Federal, los T3S3 y T3S2R4. Es por esta y otras razones que la edad de los puentes es una característica importante en su estudio.

Según un informe del SIPUMEX para el año 2010 se contaba con 7,585 puentes en la Red Carretera Federal, de los cuales casi la mitad (48%) tendrán para el año 2020 más de 50 años de operación y estarán rebasando la edad de servicio para la que fueron diseñados, por lo que se prevé una renovación de importante de puentes en los próximos años y, de acuerdo con la tendencia de construcción de puentes para claros menores a 40 m es muy probable el uso de algún tipo de sistema de presfuerzo.

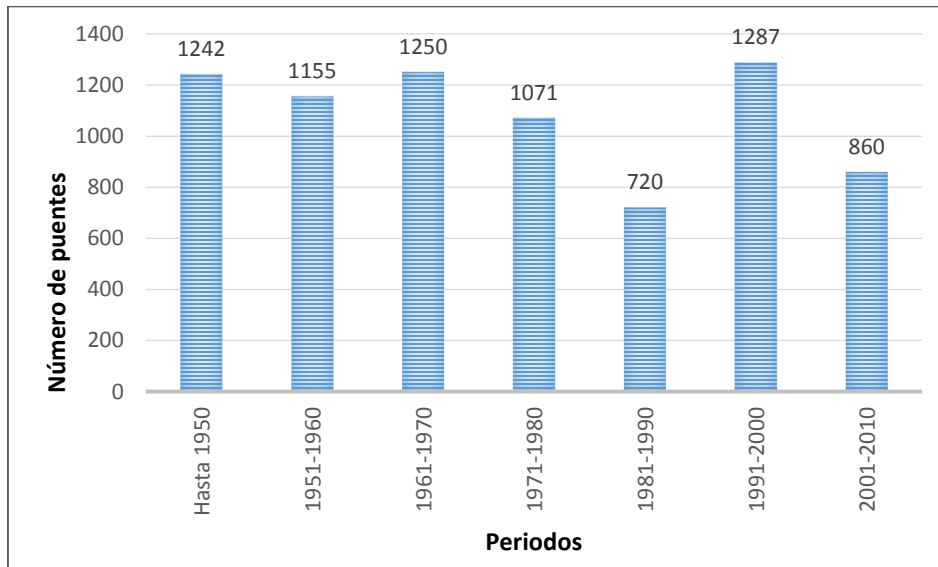


Figura 2.9 Puentes construidos por década.
(SIPUMEX, 2010)

II.3.2 Superestructura según el material

Con la base de datos del SIPUMEX es posible clasificar los puentes de acuerdo con el tipo de material que conforma la superestructura.

En la figura 2.9 se aprecian los puentes de concreto reforzado como los de mayor cantidad con un número de 4692 seguido de los de concreto presforzado con un porcentaje de 28.5%. La tendencia en la construcción de puentes tiene una pendiente positiva para los de concreto presforzado y negativa para los de concreto reforzado por lo que es de esperar que en los próximos años cambien las estadísticas a favor de los presforzados.

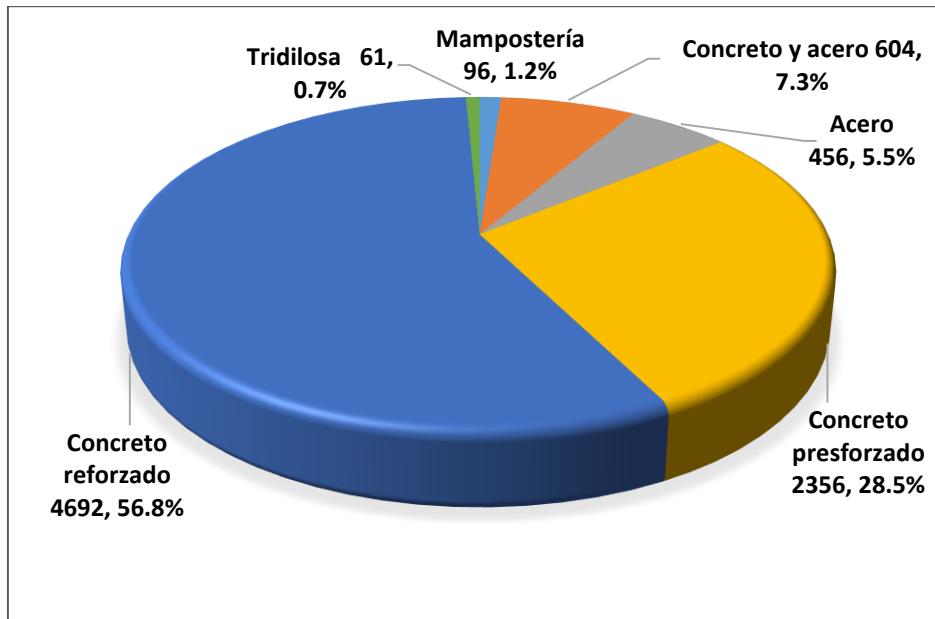


Figura 2.10 Puentes según el material. (SCT, 2013)

II.3.3 Longitud de puentes

II.3.3.1 Longitud total

La longitud de los puentes es otro parámetro importante en la caracterización de los mismos. En la figura 2.10 se muestra la agrupación de puentes por clases de longitud total, la clase con un mayor cantidad de puentes es la de 30 a 45 m.

II.3.3.2 Longitud claro mayor

Tan importante como la longitud total del puente es la longitud de sus claros, en la figura 2.11 se presentan los puentes en función de su claro más grande donde poco menos de la mitad de todos los puentes están comprendidos en una longitud de claro de entre 10 y 25 m. Pocos son los puentes que tiene claros mayores a 35 m. Esta característica de los puentes de estar agrupados por debajo de los 35 m de claro, puede deberse en gran medida, según su edad, a que fueron construidos con los planos tipo.

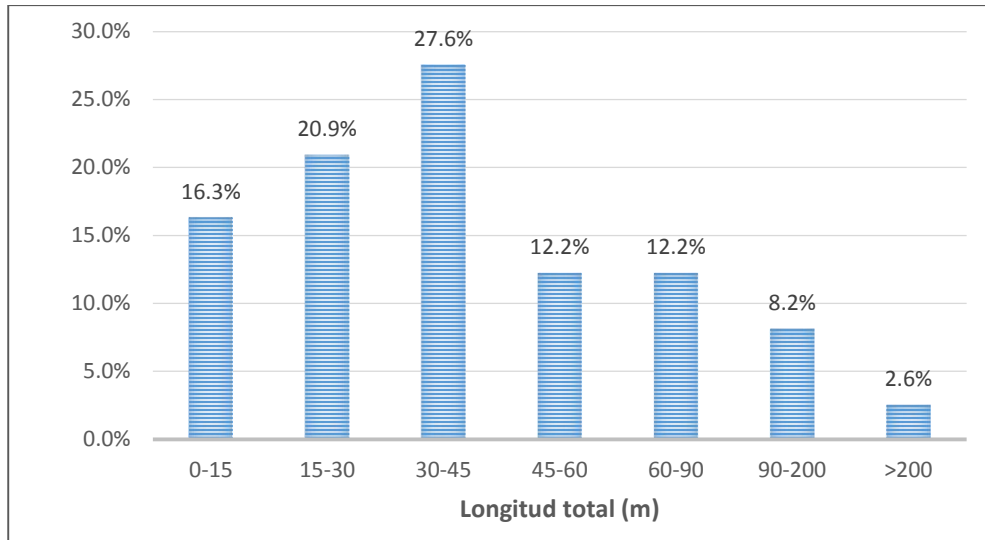


Figura 2.11 Longitud total de puentes.
(SIPUMEX, 2009)

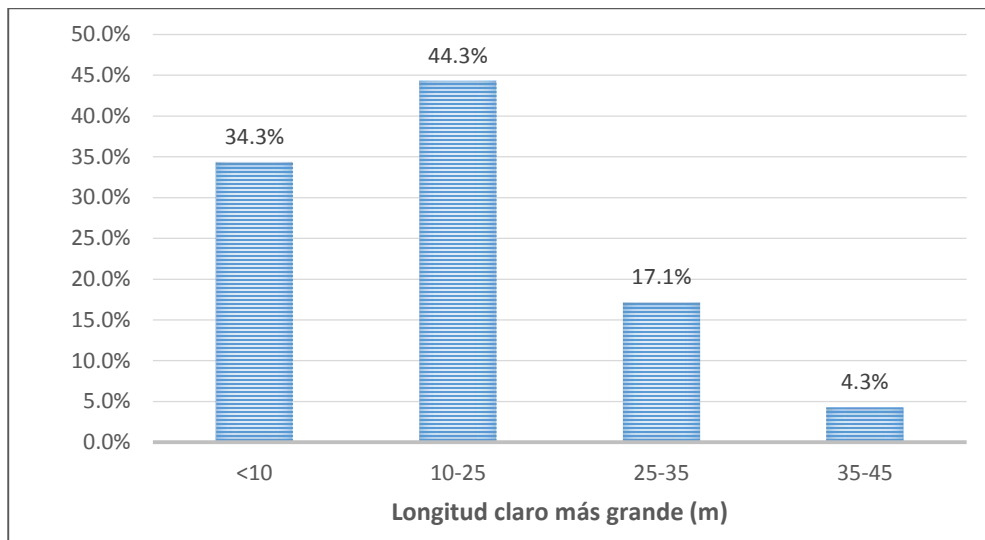


Figura 2.12 Claro más grande de puentes.
(SIPUMEX, 2009)

Capítulo III. Evaluación de cargas muertas y vivas en puentes

Los puentes como estructura, están sujetos a la acción de diversas cargas, cargas muertas, cargas vivas y cargas accidentales. Para puentes simplemente apoyados, las cargas que rigen el diseño de la superestructura del puente son las muertas y en mayor medida las vivas. Las cargas accidentales como el viento y sismo son más importantes en el diseño de la subestructura.

III.1 Cargas muertas

Son las cargas que de manera permanente actúan sobre la estructura. Deben ser consideradas como cargas muertas el peso propio de las trabes, losa, carpeta asfáltica, los diafragmas, barreras, guarniciones y banquetas.

III.1.1 Trabes AASHTO III y IV

Son vigas prefabricadas de concreto presforzado y aunque pueden ser pretensadas, postensadas o combinadas, su fabricación más común es con concreto pretensado. Las trabes AASHTO llevan el nombre de la asociación que las desarrollo, la “Association of American State Highway and Transportation Officials”, sus dimensiones dependen de las cargas y de la longitud del claro a salvar y su designación va desde la AASHTO I hasta la AASHTO VI.

¿Por qué las AASHTO III y IV sobre las demás?

Las trabes I y II son poco usadas en superestructuras de puentes debido a que su longitud de diseño es muy corta y es más factible en esos casos usar otro sistema constructivo.

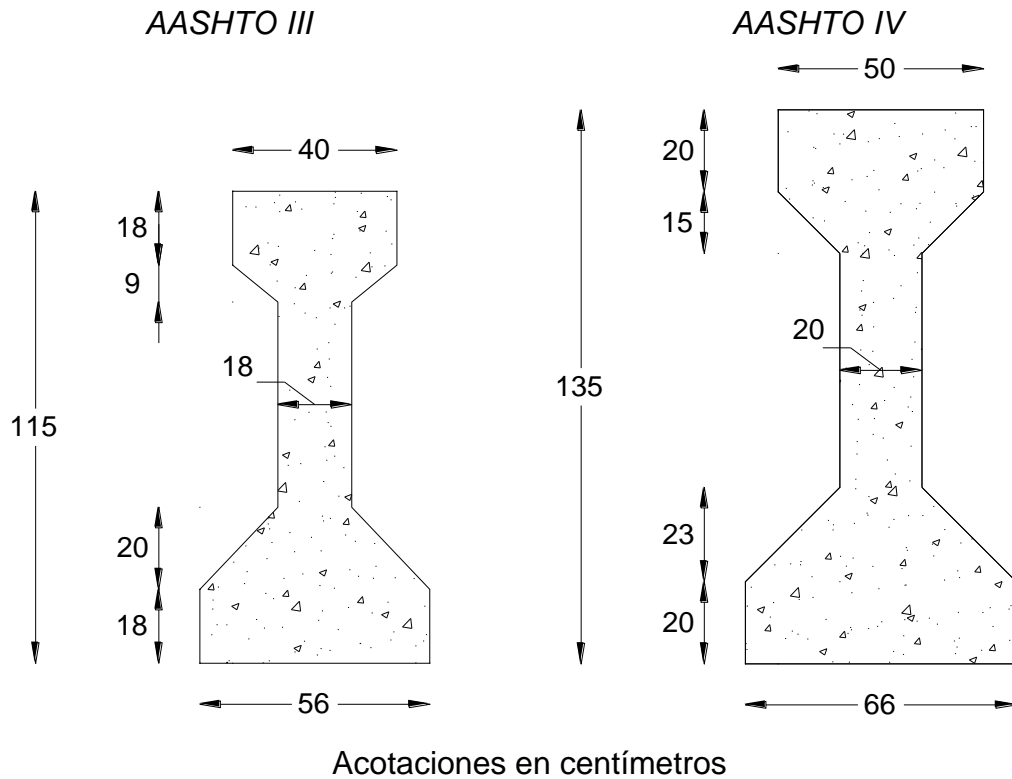
Por su parte las traves V y VI son elementos con gran peso y dimensiones lo que dificulta su traslado de la planta de prefabricado a la obra, así que para evitar estas complicaciones regularmente se fabrican al pie de la obra. En comparación con otros sistemas para puentes estos son menos eficientes.

Recomendaciones conocidas sobre el uso de traves AASTHO

La ANIPPAC (Asociación Nacional de Industriales del Presfuerzo y la Prefabricación) recomienda usar la trave AASTHO III para claros de 16.76 a 24.38 m y la IV de 21.24 hasta 30.48 m.

III.1.1.1 Secciones

En la figura 3.1 se presenta la geometría de las secciones transversales de las traves AASTHO III y IV respectivamente.



Acotaciones en centímetros
Figura 3.1 Secciones de las traves AASTHO III y IV.

III.1.1.2 Propiedades

Para determinar las propiedades basta con dividir la sección I en elementos geométricos sencillos, rectángulos y triángulos, y mediante el teorema de ejes paralelos obtener sus propiedades geométricas.

En la figura 3.2 se indica una opción de división para cualquiera de las traveses.

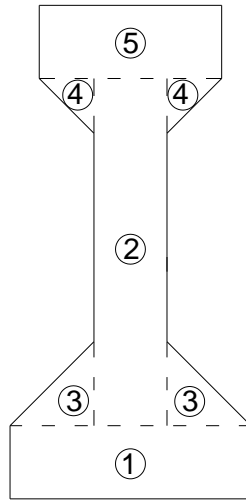


Figura 3.2 División de la trabe AASHTO.

En la tabla 3.1 se muestra el resumen del cálculo de área, centroide e inercia para una trabe AASHTO III.

Inercia respecto al centroide de la trabe

Rectángulo

$$I = \frac{bh^3}{12} + Ad^2 \quad \text{Ec. (3.1)}$$

Triángulo

$$I = \frac{bh^3}{36} + Ad^2 \quad \text{Ec. (3.2)}$$

donde:

- b Base
- h Altura
- A Área
- d Distancia del centroide del área al centroide de la trabe

Tabla 3.1 Área, centroide y momento de inercia para la trabe AASHTO III

Elemento #	A (cm^2)	y (cm)	$A*y$ (cm^3)	\bar{y} (cm)	I (cm^4)
1	1008	9.00	9072	51.21	1823042
2	1422	57.50	81765		795842
3	380	24.67	9373		276146
4	99	94.00	9306		181724
5	720	106.00	76320		2180943
Σ	3629		185836		5257698

A manera de ejemplo se determinará el área, centroide y momento de inercia para los elementos marcados con el número tres en la figura 3.2.

Área

$$A = \frac{bh}{2} = \frac{19 * 20}{2} = 190 \text{ cm}^2; \text{ para dos triangulos } A = 380 \text{ cm}^2$$

Centroide medido desde la base de la trabe

$$y = 18 + \frac{h}{3} = 18 + \frac{20}{3} = 24.67 \text{ cm}$$

Conocidos el área y centroide de cada uno de los elementos es posible determinar el área y centroide de la trabe, para posteriormente determinar las inercias de cada elemento y con la sumatoria de estas, la de la trabe.

Inercia respecto al eje centroidal de la trabe

$$I = \frac{2 * 19 * 20^3}{36} + 380 * (51.21 - 24.67)^2 = 276146 \text{ cm}^4$$

Partiendo de estas propiedades es posible determinar los módulos de sección para cualquier fibra con la ecuación 3.3. En la tabla 3.2 se resumen las propiedades de las secciones simples de las trabes AASHTO III y IV.

$$s_{i,s} = \frac{I}{c_{i,s}} \quad \text{Ec. (3.3)}$$

Tabla 3.2 Propiedades de las secciones AASHTO III y IV

<i>Propiedades</i>							
<i>Designación</i>	<i>Ag (cm²)</i>	<i>ȳ (cm)</i>	<i>ci (cm)</i>	<i>cs (cm)</i>	<i>I (cm⁴)</i>	<i>Si (cm)</i>	<i>Ss (cm)</i>
AASHTO III	3629	51.21	51.21	63.79	5257698	102672	82420
AASHTO IV	4974	61.49	61.49	73.51	10261070	166882	139581

Donde:

Ag Área gruesa de la sección

ȳ Centroide de la sección medido desde el patín inferior

ci Distancia del centroide a la fibra inferior

cs Distancia del centroide a la fibra superior

I Momento de inercia

Si Módulo de sección inferior

Ss Módulo de sección superior

Para el cálculo de las propiedades de la sección compuesta se procede de manera similar, sólo que entonces se considerará como elemento adicional la losa con ancho y altura como se indica en este mismo capítulo en la sección de Losa y carpeta asfáltica.

III.1.2 Losa y carpeta asfáltica

La losa forma el sistema de rodamiento de los vehículos, al colarse sobre las traveses, incrementa la capacidad de la sección y rigidiza a la superestructura para repartir las cargas vivas de forma uniforme en la superestructura y en dirección horizontal evita movimientos relativos entre las vigas.

Según las normas AASHTO (LRFD, 2012) el espesor mínimo de la losa será de siete pulgadas, la ANNIPAC recomienda espesores (h) de 15 a 20 centímetros dependiendo del tipo de elemento estructural sobre el que descansa la losa. En general los espesores más utilizados se encuentran en el intervalo de 18 a 20 centímetros.

Para el análisis y diseño de losa, esta se debe considerar como una viga continua perpendicular a las traveses presforzadas donde se tienen momentos positivos y negativos. Las dimensiones de esta viga estarán en función de la separación entre traveses y el voladizo.

Para la separación entre traveses se puede tomar como valor máximo dos veces el peralte de la viga, sin embargo es conveniente hacer varias configuraciones para obtener la separación que genere un diseño más económico. El volado (V) dependerá del diseño por flexión del mismo, son comunes volados con un ancho de hasta 1.5 metros, el momento último para la trabe de orilla depende en gran medida del ancho del volado.

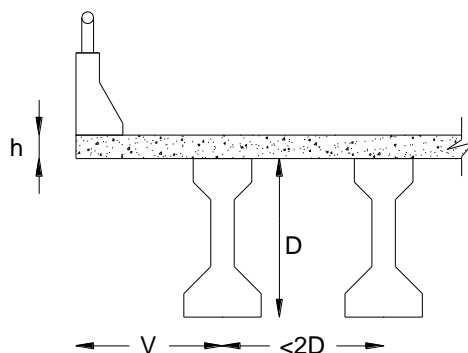


Figura 3.3 Dimensiones de la losa.

La losa será completamente colada en sitio, curada con agua y tendrá un espesor constante, excepto en las uniones con los patines de las traveses. Cuando la superficie de la losa no esté sujeta a desgaste el espesor mínimo será de dieciocho centímetros sin considerar la superficie de desgaste.

El concreto empleado tendrá una resistencia a la compresión simple de cuando menos 250 kg/cm².

La losa debe de estar perfectamente ligada a las traveses, por lo que estas deberán estar provistas de conectores y contar con una superficie de contacto, limpia, húmeda y rugosa. Los conectores podrán ser los mismos estribos de la trabe de manera que se doblen en obra para colar la losa y conformar la sección compuesta.



Figura 3.4 Trabe AASHTO con conectores.

Para cuantificar la carga muerta por la carpeta asfáltica, la ANNIPAC recomienda no usar espesores menores de diez centímetros previendo futuras pavimentaciones sin sustitución del material.

III.1.3 Diafragmas

Los diafragmas son elementos cuya función principal es proporcionar rigidez lateral a la superestructura. Consisten en traveses transversales a los elementos presforzados, aunque pueden ser metálicos, generalmente son de concreto. Van

ubicados en los extremos del puente y en puntos intermedios del mismo. Los diafragmas ubicados en los extremos unen a las vigas entre sí y con la losa y le dan una gran rigidez al puente. Por su parte los diafragmas intermedios tienen como función primordial restringir el pandeo lateral de las vigas principales garantizando el trabajo en conjunto y un adecuado trabajo a flexión.



Figura 3.5 Diafragmas de concreto y metálicos.

Para el caso de diafragmas de concreto, suelen dimensionarse con un peralte igual al 75% del peralte de las vigas longitudinales, y con un ancho de 20 a 30 centímetros.

La cantidad y separación de diafragmas intermedios estará en función de la rigidez lateral del puente. En claros mayores a diez metros con vigas I o T, es recomendable colocar al menos una trabe diafragma al centro del claro, se recomiendan separaciones entre diafragmas no mayores a diez metros.

Para colocar los diafragmas es necesario que las trabes de la superestructura estén habilitadas con ductos para el paso de varillas o torones para tensar, varillas que se desdoblan en obra, o placas para soldar en el caso de diafragmas metálicos.

En México un diafragma típico en trabes AASHTO es como el mostrado en la figura 3.6 donde el diafragma tiene un peralte que va desde cinco centímetros por encima del patín inferior hasta la cima de la trabe, una base determinada por la separación y dimensiones de las trabes y un ancho de treinta centímetros.

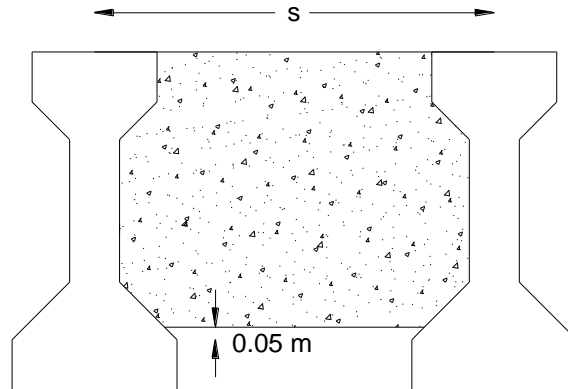


Figura 3.6 Diafragma de diseño.

Para determinar el área del diafragma se procede de manera similar que en la determinación de las propiedades de la sección AASHTO, es decir, dividiendo el elemento en figuras geométricas sencillas como rectángulos y triángulos, donde sus dimensiones estarán dadas por las dimensiones de las traveses y la separación de las mismas.

III.1.4 Guarniciones y parapetos, y barreras

III.1.4.1 Guarniciones y parapetos

Son elementos longitudinales colocados en los extremos de la estructura, su función es encausar el tránsito sobre el puente y evitar que algún vehículo fuera de control salga fuera del puente. En la figura 3.7 se muestran las guarniciones y los parapetos que la norma N·PRY·CAR·6·01·002/01 plantea como opciones.

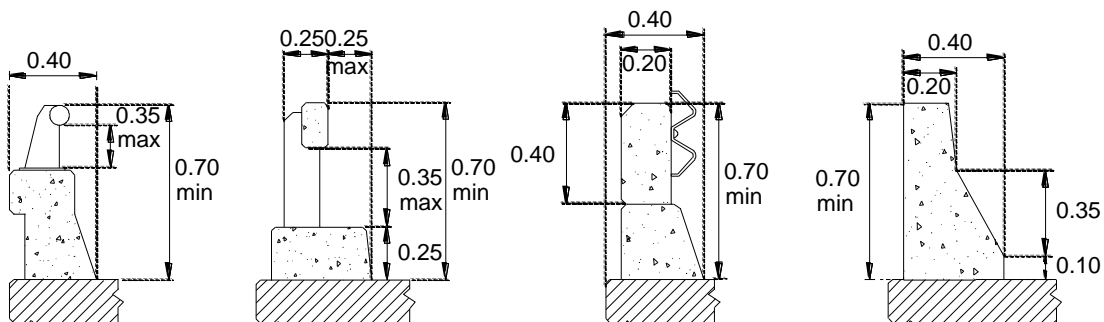


Figura 3.7 Guarniciones y parapetos.

Según la norma N·PRY·CAR·6·01·002/01 de la SCT, las guarniciones y parapetos para vehículos deben cumplir con lo siguiente:

- Sus componentes se diseñan de acuerdo con el tránsito esperado de vehículos, tomando en cuenta la protección de los ocupantes de un vehículo que choque contra el parapeto, de los vehículos próximos a la colisión, de los vehículos y peatones que circulen por un camino inferior, así como la visibilidad de los conductores y la estética del parapeto.
- La altura mínima del parapeto sobre la superficie de rodadura no debe ser menor de 70 cm ni mayor de 105 cm.
- Los elementos longitudinales se colocan sobre la cara de los postes hacia el tránsito de los vehículos. La altura libre entre el elemento horizontal más bajo y el plano horizontal superior del parapeto debe ser 35 cm, como máximo.
- Los parapetos deben ser capaces de resistir las cargas establecidas en la norma N.PRY.CAR.6.01.003, aplicadas en todos los sitios posibles, garantizando la continuidad estructural entre todos sus elementos.

La guarnición y parapeto considerados para los diseños de puentes de esta investigación son los mostrados en la figura 3.8.

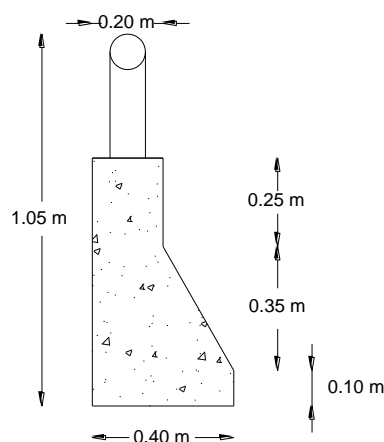


Figura 3.8 Guarnición y parapeto de diseño.

III.1.4.2 Barreras

De acuerdo con la norma NOM-037-SCT2-2012, son dispositivos que se instalan longitudinalmente en uno o en ambos lados del camino, con el objeto de impedir, por medio de la contención y redireccionamiento, que algún vehículo fuera de control salga del camino. Según su operación y ubicación, las barreras de protección son las que se indican en la Tabla 3.3.

Tabla 3.3 Barreras de protección

<i>Barrera de orilla de corona</i>	Flexible (Defensas de acero, cables de acero u otro material)
	Semirrígida (Defensas de acero u otro material)
	Rígida (Defensas de acero o barreras monolíticas o modulares de concreto u otro material)
<i>Barrera separadora de sentidos de circulación</i>	Flexible (Defensas de acero, cables de acero u otro material)
	Semirrígida (Defensas de acero u otro material)
	Rígida (Defensas de acero o barreras monolíticas o modulares de concreto u otro material)
<i>Barrera de transición</i>	-----
<i>Secciones extremas</i>	Sección de amortiguamiento
	Sección terminal

Barreras separadoras de sentidos de circulación

También conocidas como barreras centrales, son dispositivos de seguridad flexibles, semirrígidos o rígidos que se colocan en caminos divididos para separar un arroyo vial de otro con flujo vehicular en sentido opuesto, con el propósito de impedir que algún vehículo abandone su arroyo vial e invada el otro. En algunas ocasiones pueden ser usadas para evitar el acceso de vehículos por sitios indebidos a carriles restringidos. Son concebidas para recibir impactos por ambos lados.



Figura 3.9 Barrera separadora de sentido de circulación.

Barreras de transición

Barreras de orilla de corona o separadoras de sentidos de circulación, con arreglos y configuraciones particulares, que se colocan para conectar dos barreras comunes con niveles de contención o deflexión dinámica diferentes, o entre las barreras comunes y los parapetos de puentes.

III.1.5 Pesos volumétricos de los materiales

Según la norma N·PRY·6·01·003/01 de la SCT para el cálculo de la carga muerta de materiales de uso común, se pueden usar los pesos volumétricos indicados en la tabla 3.4 para el caso de materiales que no estén incluidos, el peso volumétrico se determinara con un estudio estadístico de los pesos volumétricos obtenidos de muestras de material y será igual al valor que tenga una probabilidad de no ser excedido del 2%.

Tabla 3.4 Pesos volumétricos de materiales

<i>Material</i>	<i>Peso volumétrico (ton/m³)</i>
Acero o fundición de acero	7.85
Madera tratada o sin tratar	0.80
Concreto asfáltico	2.20
Concreto hidráulico simple	2.30
Concreto hidráulico reforzado	2.40
Mampostería de piedra	2.72

III.1.6 Momentos flexionantes por cargas muertas

Para el cálculo de los momentos flexionantes por cargas muertas los elementos longitudinales como trabe, losa, carpeta asfáltica, Guarnición y parapeto, y barreras, se idealizaran como cargas uniformes a lo largo de una viga simplemente apoyada donde el valor de la carga uniforme será igual al área del elemento por su correspondiente peso volumétrico. En la figura 3.10 se ilustra la distribución de momentos flexionantes para las condiciones mencionadas.

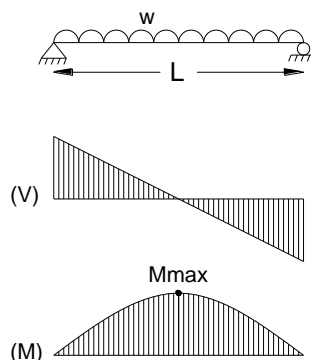


Figura 3.10 Momento flexionante para carga uniforme.

En una viga simplemente apoyada, el momento máximo se obtiene como,

$$M_{max} = \frac{wL^2}{8} \quad Ec. (3.4)$$

donde:

- w Carga distribuida
- L Longitud del claro

Para determinar el momento flexionante debido a la guarnición y parapeto, y la barrera, se pueden idealizar estos elementos como una sola carga distribuida y ser dividida entre el número de traveses, sin embargo, para esta investigación el momento flexionante provocado sobre una trabe de orilla, será igual al provocado por una sola guarnición parapeto sobre la trabe directamente, simplificación que arroja momentos similares y un poco por encima de los obtenidos al dividir guarniciones y parapetos, y la barrera, entre todas las traveses.

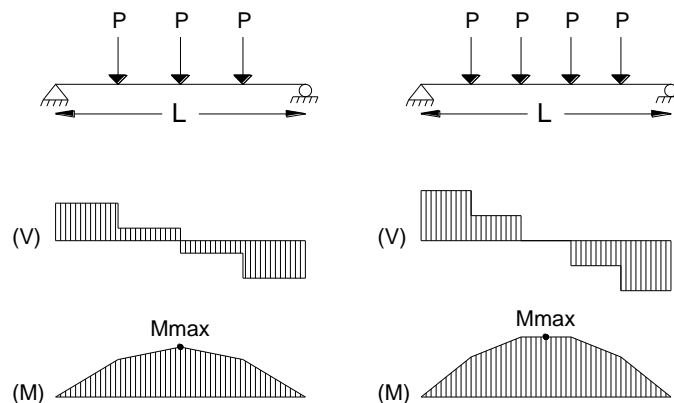


Figura 3.11 Momento flexionante para cargas puntuales.

Para el caso de los diafragmas, cuya disposición es transversal a la trabe, se idealizará cada diafragma como una carga puntual de igual posición y con una magnitud igual al volumen de medio diafragma por el peso volumétrico del concreto. En la figura 3.11 se muestra la distribución de momento flexionante para dos condiciones de carga puntuales, una cuando el número de cargas es par y otro cuando es impar. Para cualquiera de los casos el momento máximo se presentara

al centro del claro sin importar el número de cargas, por lo que para el cálculo basta con proponer una sección en la viga y determinar su ecuación de momentos o simplemente con el método de área de cortante.

III.2 Cargas viva

Las cargas vivas para puentes carreteros son las generadas por el paso de los vehículos y por los peatones, en el caso de que se considere el paso de estos sobre el puente. Para la presente investigación no se consideró la carga viva peatonal.

III.2.1 Camiones de diseño

Para determinar los momentos por carga viva es necesario primero, establecer los modelos de carga viva, es decir, las dimensiones y pesos de los camiones.

Para el diseño de la superestructura, los modelos de carga considerados son el T3S2R4, T3S3 Y HS-20, los cuales se muestran en la figura 3.12 y cuyas dimensiones y pesos están reglamentados en la norma NOM-012-SCT-2-2008. Estos modelos son ampliamente aceptados por la SCT.

III.2.2 Carril de diseño

Además de conocer las dimensiones de los camiones es importante conocer el ancho de carril ya que de este dependerá el número de carriles máximo en la calzada y la posición de los camiones en la misma. El carril o línea de diseño según las norma N.PRY.CAR.6.01.003/01 tendrá un ancho de 3.5 metros, y 3.0 metros como mínimo. Para anchos de calzada menores a 10.5 metros se tendrán como máximo dos carriles.

Las cargas vehiculares se colocan dentro del carril, en la posición más desfavorable para producir las solicitaciones máximas en el elemento que se esté diseñando.

Se considera que el eje de las ruedas derechas de los camiones se acerca a la cara de la guarnición o al límite del carril correspondiente, 30 cm como mínimo para el diseño de voladizos de la losa de calzada, o 60 cm como mínimo para el diseño de las traveses.

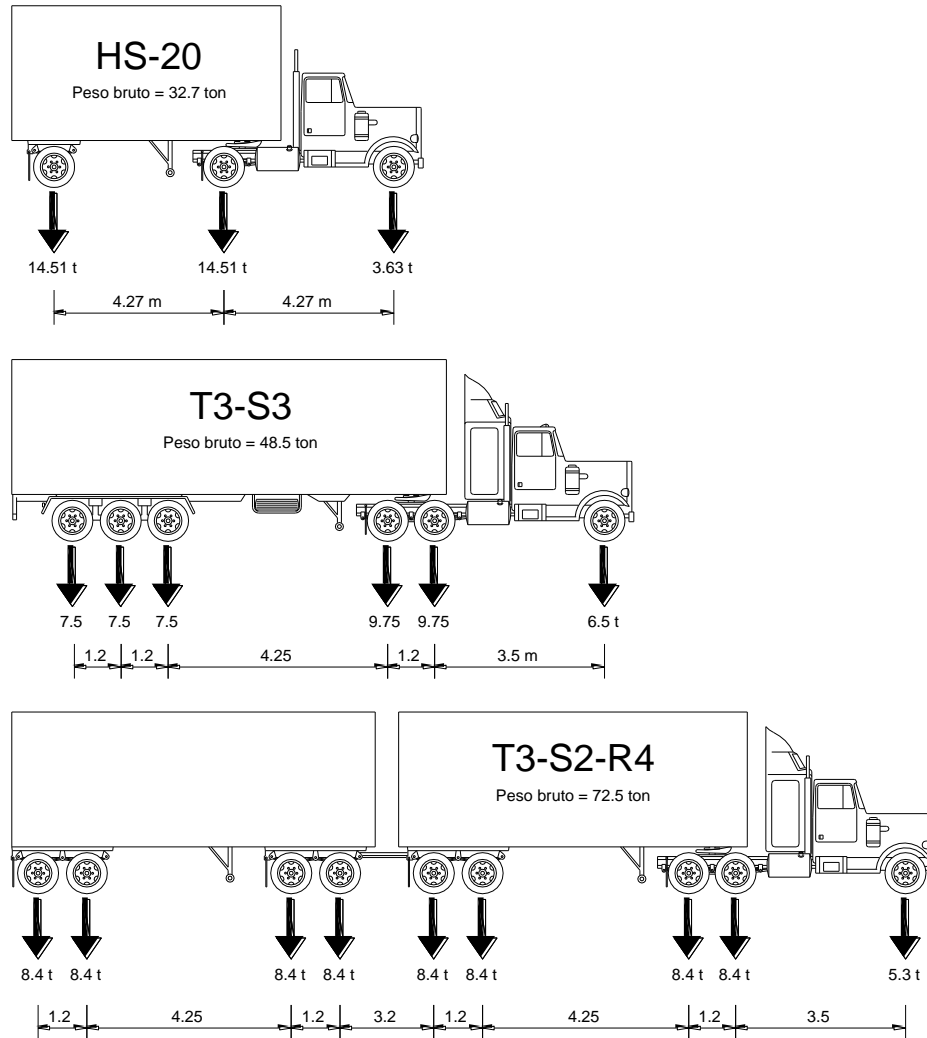


Figura 3.12 Pesos y dimensiones de los vehículos T3S2R4, T3S3 Y HS-20.

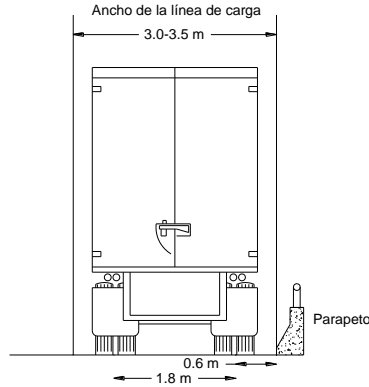


Figura 3.13 Carril de diseño.

III.2.3 Momento flexionante por carga viva

Para la determinación de los momentos por carga viva se hicieron modelos en SAP200 para cada uno de los claros y cada uno de los camiones respectivamente y se extrajeron los momentos máximos para el diseño. Los momentos por carga viva se obtienen con base en la teoría de líneas de influencia.

En la tabla 3.5 se presentan los momentos obtenidos en SAP200 para los camiones T3S2R4, T3S3 y HS20, para cada uno de los claros.

Tabla 3.5 Momentos flexionantes por carga viva (t-m)

Claro (m)	HS20	T3S3	T3S2R4
15.0	83.734	92.213	101.220
17.5	104.146	129.525	133.140
20.0	124.556	159.829	170.503
22.5	144.966	190.143	215.418
25.0	165.378	220.456	260.732
27.5	185.790	250.769	306.046
30.0	206.202	281.082	351.360
32.5	226.535	311.813	394.247
35.0	247.027	341.708	441.987

III.2.3.1 Factor de distribución, método de Courbon

El factor de distribución se usa para repartir de manera transversal los efectos de las cargas vivas, las AASHTO proponen una ecuación para hacerlo, sin embargo, en México es mejor aceptada la distribución por medio del método de Courbon.

El método de Courbon permite conocer la distribución de manera transversal de los efectos causados por el paso de las cargas vivas vehiculares en el puente para cada una de las traveses en función de la posición de las cargas y de las traveses mismas. El método de Courbon se basa en la ecuación 3.5.

$$R_n = \frac{\sum P}{No. t} \pm \frac{MclXT}{I} \quad Ec. (3.5)$$

$$I = \sum X^2T$$

donde:

P Número de cargas

$No. t$ Número de traveses

Mcl Es el momento al centro de línea debido a las cargas, se calcula como la sumatoria de las cargas P por su respectivo brazo de palanca al centro de línea, utilizando la siguiente convención de signos: las fuerzas a la derecha se toman como positivas y las de la izquierda como negativas.

I Sumatoria del cuadrado de las distancias a partir del centro de línea a cada trabe.

XT Distancia de cada trabe al centro de línea, respetando la convención de signos.

En la figura 3.14 se muestra cómo deben ser consideradas las distancias de cargas y traveses al centro de línea. El momento al centro de línea será igual a la carga P multiplicado por la distancia d , respetando el signo negativo.

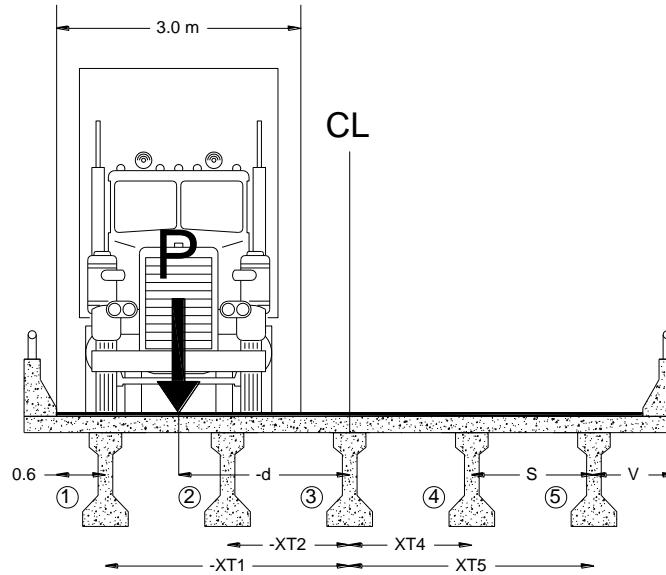


Figura 3.14 Configuración de cargas y traveses para Courbon.

Debido a que las cargas de los camiones no son iguales, es más sencillo calcular factores de distribución por separado, es decir, calcular un factor de distribución para cada posición de la carga.

III.2.3.2 Momentos totales

El momento por carga viva de diseño para una trabe o momento total será igual a la suma de los momentos flexionantes provocados por cada uno de los camiones y afectados por el factor de distribución correspondiente a la posición del camión.

III.3 Momentos últimos

Para determinar los momentos últimos se empleó la metodología establecida por el LRFD del 2012, el cual establece la siguiente ecuación:

$$Q = \sum \eta_i \gamma_i Q_i \quad \text{Ec. (3.6)}$$

AASHTO LRFD 2012, 3.4.1-1

donde:

η_i Factor de modificación de cargas, relacionado con la clasificación de ductilidad, redundancia e importancia operativa.

γ_i Factor de carga

Q_i Solicitación

para cargas donde se usa el factor de carga (γ_i) máximo

$$\eta_i = \eta_D \eta_R \eta_I \geq 0.95 \quad \text{Ec. (3.7)}$$

AASHTO LRFD 2012, 1.3.2.1-2

para cargas donde se usa el factor de carga (γ_i) mínimo

$$\eta_i = \frac{1}{\eta_D \eta_R \eta_I} \leq 1.0 \quad \text{Ec. (3.8)}$$

AASHTO LRFD 2012, 1.3.2.1-3

Tabla 3.6 Factores de ductilidad, redundancia e importancia operativa
(AASHTO LRFD 2012 1.3.3, 1.3.4, 1.3.5)

Factor	Factor de ductilidad η_D	Factor de redundancia η_R	Factor de importancia operativa η_I
≥ 1.05	Elementos y conexiones no dúctiles	Elementos no redundantes	Puentes importantes
1.00	Diseños y detalles convencionales	Niveles convencionales de redundancia	Puentes típicos
≥ 0.95	Elementos y conexiones a los que se especifican medidas adicionales para mejorar la ductilidad	Niveles excepcionales de redundancia	Puentes de relativamente poca importancia
1.00	Para todos los demás estados límites		

El factor de carga (γ_i) se obtiene dependiendo de la solicitación o carga analizada y de la combinación de cargas o estado límite que se quiera revisar, esto de acuerdo a la tabla 3.7 que se muestra a continuación.

Tabla 3.7 Factores y combinaciones de carga
(AASHTO LRFD 2012, 3.4.1-1)

Load Combination Limit State	DC DD DW EH EV ES EL PS CR SH	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU	TG	SE	Use One of These at a Time				
										EQ	BL	IC	CT	CV
Strength I (unless noted)	γ_p	1.75	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Strength II	γ_p	1.35	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Strength III	γ_p	—	1.00	1.4 0	—	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Strength IV	γ_p	—	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	—	—	—	—	—	—	—
Strength V	γ_p	1.35	1.00	0.4 0	1.0	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Extreme Event I	γ_p	γ_{EQ}	1.00	—	—	1.00	—	—	—	1.00	—	—	—	—
Extreme Event II	γ_p	0.50	1.00	—	—	1.00	—	—	—	—	1.00	1.00	1.00	1.00
Service I	1.00	1.00	1.00	0.3 0	1.0	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Service II	1.00	1.30	1.00	—	—	1.00	1.00/1.20	—	—	—	—	—	—	—
Service III	1.00	0.80	1.00	—	—	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Service IV	1.00	—	1.00	0.7 0	—	1.00	1.00/1.20	—	1.0	—	—	—	—	—
Fatigue I— LL, IM & CE only	—	1.50	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Fatigue II— LL, IM & CE only	—	0.75	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

Los estados límites que se muestran en la tabla 3.7 se refieren a:

- Resistencia I – Combinación básica de cargas que representa el uso vehicular normal del puente, sin viento.
- Resistencia II – Combinación de cargas que representa el uso del puente por parte de vehículos de diseño especiales especificados por el propietario, vehículos de circulación restringida, o ambos, sin viento.
- Resistencia III – Combinación de cargas que representa el puente expuesto a vientos de velocidades superiores a 90 km/h.
- Resistencia IV – Combinación de cargas que representa relaciones muy elevadas de carga muerta sobre carga viva.
- Resistencia V – Combinación de cargas relacionadas con el tránsito de vehículos normales con una velocidad del viento de 90 km/h.
- Evento extremo I – Combinación de cargas que incluye sismos. El factor de carga por carga viva se determinará de acuerdo a cada proyecto.

- Evento extremo II – Combinación de cargas que incluye carga de hielo, colisión de embarcaciones y vehículos, y ciertos eventos hidráulicos con una baja carga viva diferente a la que forma parte de la carga de colisión de vehículos.
- Servicio I – Combinación de cargas que representa la operación normal del puente con un viento de 90 km/h, tomando todas las cargas a sus valores nominales. También se relaciona con el control de las deflexiones de las estructuras metálicas enterradas, revestimientos de túneles y tuberías termoplásticas, con el control del ancho del agrietamiento de las estructuras de concreto armado. Esta combinación de cargas también se debería utilizar para investigar la estabilidad de taludes.
- Servicio II – Combinación de cargas cuya intención es controlar la fluencia de las estructuras de acero y el deslizamiento que provoca la carga vehicular en las conexiones de deslizamiento crítico.
- Servicio III – Combinación de cargas relacionada exclusivamente con la tensión en superestructuras de concreto presforzado, cuyo objetivo es controlar el agrietamiento.
- Servicio IV – Combinación de cargas relacionada exclusivamente con la tensión en subestructuras de concreto presforzado, cuyo objetivo es controlar el agrietamiento.
- Fatiga I – Combinación de cargas de fatiga y fractura relacionadas con vida a fatiga por carga inducida infinita.
- Fatiga II – Combinación de cargas de fatiga y fractura relacionadas con vida a fatiga por carga inducida finita.

Al seleccionar el estado límite que se utilizará para el diseño se obtienen los factores de carga, para la presente investigación el estado límite usado es “Resistencia I” que representa una combinación básica de cargas producto del tránsito vehicular normal sin considerar viento.

Los factores obtenidos para el estado límite de “Resistencia I” son: para carga permanente (γ_p) y para carga viva (LL) de 1.75. El factor de carga permanente (γ_p) se obtiene de la tabla 3.8.

Tabla 3.8 Factores de carga para cargas permanentes
(AASHTO LRFD 2012, 3.4.1-2)

Type of Load, Foundation Type, and Method Used to Calculate Downdrag		Load Factor	
		Maximum	Minimum
DC: Component and Attachments		1.25	0.90
DC: Strength IV only		1.50	0.90
DD: Downdrag	Piles, α Tomlinson Method	1.4	0.25
	Piles, λ Method	1.05	0.30
	Drilled shafts, O’Neill and Reese (1999) Method	1.25	0.35
DW: Wearing Surfaces and Utilities		1.50	0.65
EH: Horizontal Earth Pressure			
• Active		1.50	0.90
• At-Rest		1.35	0.90
• <i>AEP</i> for anchored walls		1.35	N/A
EL: Locked-in Construction Stresses		1.00	1.00
EV: Vertical Earth Pressure			
• Overall Stability		1.00	N/A
• Retaining Walls and Abutments		1.35	1.00
• Rigid Buried Structure		1.30	0.90
• Rigid Frames		1.35	0.90
• Flexible Buried Structures			
○ Metal Box Culverts and Structural Plate Culverts with Deep Corrugations		1.5	0.9
○ Thermoplastic culverts		1.3	0.9
○ All others		1.95	0.9
ES: Earth Surcharge		1.50	0.75

El tipo de carga permanente es la muerta (DC), en la tabla 3.8 se tienen factores de carga para dos tipos de carga muerta, una para elementos y accesorios, y la otra para el estado límite “Resistencia IV”. Como se mencionó en este trabajo se utiliza la combinación básica de cargas que representa el uso vehicular normal del puente (Resistencia I), por lo que el factor es de 1.25.

Una vez conocidos los factores de carga es posible determinar el factor de modificación de cargas (η_i). Para esta investigación se determinará considerando factor de carga máximo, diseños de carácter convencional, niveles de redundancia convencionales y que se trata de puentes típicos. Aplicando la ecuación 3.7 se tiene:

$$\eta_i = 1 * 1 * 1 = 1$$

Adicionalmente, la carga viva se debe afectar por un factor de impacto o como se señala en el LRFD del 2012 en la sección 3.6.2, un incremento por carga dinámica.

Este incremento en porcentaje se le aplica a las cargas vivas vehiculares sobre la calzada, para tomar en cuenta los efectos de vibración de la estructura, que es causada por su respuesta dinámica a la excitación producida por las ruedas, la suspensión de los vehículos y el golpeteo de las primeras al pasar sobre irregularidades en la superficie de rodamiento, tales como juntas de dilatación, grietas, baches o despostillamientos.

El factor de impacto o incremento por carga dinámica será igual a $(1+IM/100)$ donde IM se obtiene de la tabla 3.9.

Tabla 3.9 Factor de impacto o incremento por carga dinámica
(AASHTO LRFD 2012, 3.6.2.1-1)

Componentes	IM
Juntas de tablero – Todos los Estados Límites	75%
Todos los demás componentes	
▪ Estado Límite de fatiga y fractura	15%
▪ Todos los demás Estados Limite	33%

De la tabla 3.9 se obtiene un $IM=33\%$, así, el factor de impacto será igual a:

$$FI = 1 + \frac{33}{100} = 1.33$$

Una vez conocidos los factores de carga, el factor de modificación de cargas y el factor de impacto, el momento último se calcula como,

$$Mu = 1.25M_{cm} + 1.33(1.75)M_{cv}$$

$$Mu = 1.25M_{cm} + 2.3275M_{cv} \quad Ec. (3.9)$$

donde:

- Mu Momento último
- M_{cm} Momento por carga muerta
- M_{cv} Momento por carga viva

Capítulo IV. Diseño de traves pretensadas tipo AASHTO III y IV

IV.1 Generalidades de elementos de concreto presforzado

Este subcapítulo se basa en secciones del capítulo 2 del Manual de Diseño de Estructuras Prefabricadas y Presforzadas de ANIPPAC-UNAM.

El concreto presforzado consiste en crear deliberadamente esfuerzos y deformaciones permanentes en el elemento, tales que le permitan tener un mejor comportamiento en condiciones de servicio y mayor resistencia. Los elementos van desde una vigueta para casa habitación hasta traves para puentes de grandes claros.

Es por la combinación del concreto y el acero de presfuerzo que es posible producir, en un elemento estructural, esfuerzos y deformaciones que contrarresten total o parcialmente a los producidos por cargas gravitacionales, logrando de esta manera diseños más eficientes.

En la figura 4.1 se muestran los diagramas de momentos debidos a la carga vertical, w y la fuerza de presfuerzo, P , para una viga simplemente apoyada. La carga w y la fuerza P son las mismas para las tres vigas, sin embargo, los diagramas de momentos son diferentes debido a las condiciones de la fuerza de presfuerzo. En la viga I la carga de presfuerzo es axial, es decir, el centro de gravedad de los tendones se encuentra en el eje neutro de la sección así el presfuerzo no genera momentos. En la viga II se genera un diagrama de momentos constante a lo largo de toda la viga, debido a que la carga P es recta y horizontal aplicada con una excentricidad, e . De esta manera se logra contrarrestar el momento máximo (al centro del claro), sin embargo en los extremos de la viga se inducen momentos flexionantes que no existían anteriormente. En la viga III se tiene una distribución de momentos producidos por el presfuerzo, similar a la producida por la carga vertical, colocar el presfuerzo de esta manera, con excentricidad pequeña en los extremos y máxima

al centro del claro, permite contrarrestar de forma eficiente el efecto de la carga vertical.

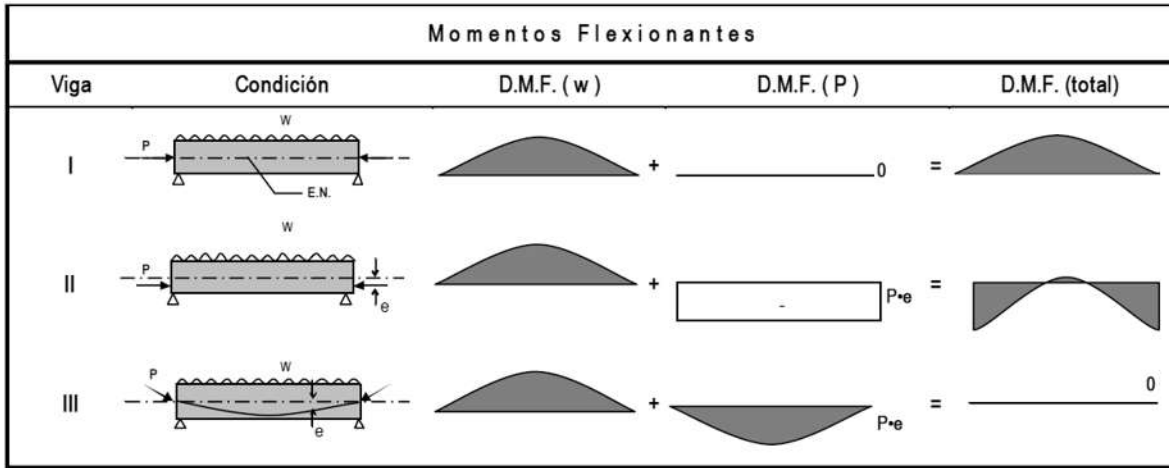


Figura 4.1 Momentos flexionantes a lo largo de vigas presfuerzadas simplemente apoyadas.
(ANIPPAC-UNAM, 2004)

En la figura 4.2 se presentan los diagramas de esfuerzos al centro del claro y en los extremos correspondientes para las mismas tres vigas de la figura 4.1. Nótese que en la viga I de la figura 4.2 a diferencia de la figura 4.1 sí mejoró su comportamiento al centro del claro aun cuando no se modificó el diagrama de momentos, esto se debe a que el presfuerzo genera compresiones que ayudan a contrarrestar la tensión provocada por la carga vertical en la fibra inferior de la sección. Para las vigas II y III estas tensiones se ven aún más reducidas gracias al efecto del presfuerzo excéntrico. En los extremos de las vigas I y III solo se tienen esfuerzos de compresión y para la viga II de tensión y compresión por efecto del presfuerzo excéntrico, estos esfuerzos son mayores que los de las vigas I y III y en general que los permisibles.

Por comparación de las tres vigas mostradas en las figuras 4.1 y 4.2 se puede concluir que el acero de presfuerzo puede reducir los momentos y esfuerzos de tensión en la sección al centro del claro. Los esfuerzos y momentos excesivos en los extremos de la viga II se pueden suprimir encamisando torones o bien modificando la posición del presfuerzo en esas zonas.

Esfuerzos														
Viga	Condición	AL CENTRO DEL CLARO				EN EL EXTREMO								
		Carga (W)	Presfuerzo Axial	Presfuerzo Excéntrico	Total	Carga (W)	Presfuerzo Axial	Presfuerzo Excéntrico	Total					
I			-		+	0 =		0 -		+	0 =			
II			-		+		=		0 -		+		=	
III			-		+		=		0 -		+	0 =		

Figura 4.2 Esfuerzos al centro del claro y en los extremos de vigas simplemente apoyadas con y sin excentricidad del presfuerzo. (ANIPPAC-UNAM, 2004)

Ventajas y desventajas de los elementos concreto presforzado

Como se aprecia en las líneas anteriores, gracias a la compresión y al momento que produce el presfuerzo se reducen los esfuerzos de tensión y las deformaciones de un elemento estructural, de este modo se obtienen elementos estructurales más eficientes. Esto se puede observar en la figura 4.3, donde se compara el estado de deformación y agrietamiento para dos vigas, una de concreto reforzado y otra de concreto presforzado, la carga vertical es la misma para ambas vigas.

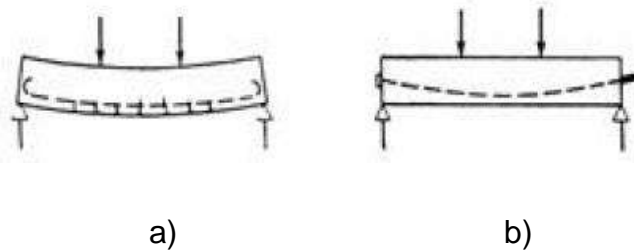


Figura 4.3 Deformación y agrietamiento para dos vigas.

- a) Concreto reforzado
- b) Concreto presforzado

(ANIPPAC-UNAM, 2004)

A continuación se resumen algunas de las ventajas del concreto presforzado:

- Mejor comportamiento ante cargas de servicio por el control de deformaciones y agrietamiento.
- Uso óptimo de materiales de alta resistencia
- Elementos más eficientes y esbeltos, menor empleo de materiales; en vigas por ejemplo se tienen peraltes del orden de $L/20$ a $L/23$ donde L es la longitud del claro, donde para el concreto reforzado es de $L/10$.
- Se aprovechan los beneficios de la producción en serie abatiendo costos y con un mejor control de calidad.
- Mayor rapidez de construcción al trabajar con elementos prefabricados y poder trabajar varios frentes al tiempo.

Es importante mencionar también las desventajas que se podrían presentar en ciertas obras:

- Falta de coordinación en el transporte de los elementos.
- En general, la inversión se hace en menor tiempo por la reducción en los tiempos de construcción.
- Requiere diseños especializados de uniones y conexiones.
- Se debe planear y ejecutar cuidadosamente el proceso constructivo, sobre todo en las etapas de transporte, montaje y colados en sitio.

Existen aplicaciones que sólo son posibles gracias al empleo de presfuerzo, como son: puentes con gran densidad de tránsito o grandes claros, algunas naves industriales y obras donde se requiere rapidez en la construcción.

Clasificación de elementos de concreto presforzado

Existen dos grandes grupos de elementos de concreto presforzado, divididos por el momento en que se les aplica la carga de presfuerzo, antes de colar el elemento para los pretensados y después de colarlo para los postensados.

IV.1.1 Pretensado

Se utiliza el término pretensado para describir el método de prefuerzo donde los tendones son tensados antes de colar el elemento. Se requieren moldes y mesas de colado con muertos (bloques de concreto enterrados en el suelo) que sean capaces de soportar el total de la carga de prefuerzo durante el colado y el proceso de curado del concreto hasta el momento en que se corten los tendones y se transmita el prefuerzo al elemento. La mayoría de los elementos pretensados se fabrican en serie en plantas con instalaciones adecuadas, con moldes metálicos o de concreto que pueden ser reutilizados y mesas de colado tan grandes como para preforsar varios elementos a la vez. Los elementos pretensados más comunes son viguetas, traveses, losas y gradas que pueden ser utilizados entre otros en edificios, naves, puentes y estadios.

El curado de los elementos se hace con vapor de agua y cubriéndolos con membranas de plástico. La acción del prefuerzo en el concreto es interna ya que el anclaje del prefuerzo se logra por la adherencia con el concreto. La trayectoria de los tendones en el elemento casi siempre es recta pero es posible usar un molde adaptado para desviar los tendones y así evitar esfuerzos excesivos en los extremos. Para aquellas secciones donde el prefuerzo resulte excesivo, como los extremos de vigas simplemente apoyadas con prefuerzo en línea recta, es posible encamisar algunos tendones para así disminuir el prefuerzo. En la figura 4.4 se muestran las posibles configuraciones de los tendones así como un ejemplo de producción en serie donde se utilizan mesas de gran tamaño, muchas veces sobrepasan los 80 metros.

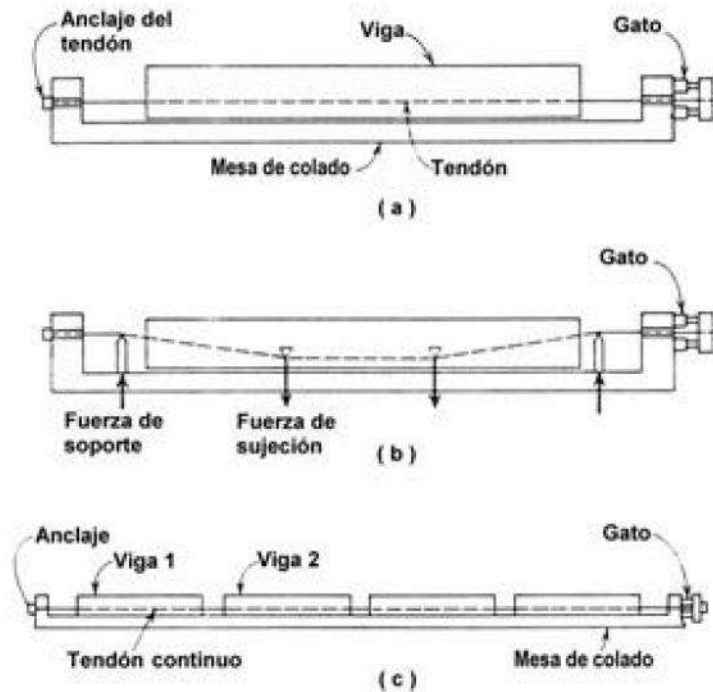


Figura 4.4 Fabricación de un elemento pretensado.

- a) Trayectoria horizontal
- b) Desvío de torones
- c) Producción en serie

(ANIPPAC-UNAM, 2004)

IV.1.2 Postensado

El postensado es el método de presfuerzo en el cual primero se cuelan los elementos y una vez alcanzado cierto porcentaje de su resistencia, generalmente el 80%, se le aplica la fuerza de presfuerzo mediante tendones anclados en los extremos del elemento.

Antes de colar el elemento, se dejan los ductos perfectamente fijos y con la trayectoria deseada, permitiendo así variar la excentricidad a lo largo de todo el elemento y lograr las flechas y esfuerzos deseados. Los ductos serán rellenados con mortero o lechada una vez tensado y anclado el presfuerzo, esto para proteger el acero de presfuerzo de la corrosión y evitar movimientos relativos entre los

torones bajo la acción de cargas dinámicas. En el postensado la acción del presfuerzo se ejerce externamente y los tendones se anclan al concreto con dispositivos mecánicos especiales (anclajes), generalmente colocados en los extremos del tendón.

El postensado se realiza para elementos fabricados en planta, a pie de obra y colados en sitio. Sus aplicaciones más usuales son en vigas de grandes dimensiones, dovelas para puentes, diafragmas en puentes, cascarones y tanques de agua.

La trayectoria del presfuerzo puede ser curva, permitiendo así diseños más eficientes en vigas hiperestáticas y evitar esfuerzos excesivos en los extremos. En la figura 4.5 se pueden observar trayectorias típicas de tendones en vigas postensadas.

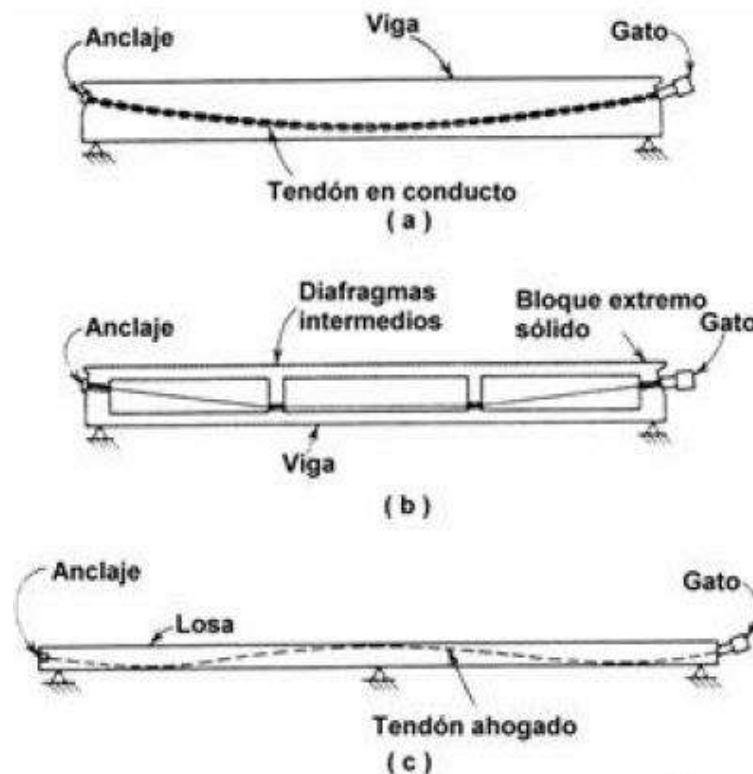


Figura 4.5 Trayectorias típicas de tendones en vigas postensadas.
(ANIPPAC-UNAM, 2004)

IV.2 Materiales

IV.2.1 Concreto

El concreto utilizado en elementos presforzados es de calidad y resistencias mayores que el empleado en construcciones ordinarias. Resistencias iguales o superiores a 350 kg/cm^2 , esto permite reducir las dimensiones de los elementos y por ende su peso propio, es posible salvar claros más grandes, lo que conduce a costos totales menores. Las deflexiones y el agrietamiento se controlan con el presfuerzo. Además, en caso de ser necesario, es posible el uso de aditivos.

Contracción del concreto por secado

Las mezclas de concreto tienen mayor cantidad de agua que la que se requiere para la hidratación del cemento, con el tiempo este excedente de agua se va evaporando, la velocidad de evaporación depende entre otras cosas del porcentaje de humedad en el aire, la temperatura ambiente y del tamaño y forma del elemento.

La evaporización del excedente de agua representa cambios volumétricos en el elemento, así, la contracción que presente el elemento será mayor cuando mayor sea el excedente de agua. Por esta razón, en elementos presforzados se debe utilizar la menor relación agua cemento posible. Otro factor importante en la contracción es la calidad de los agregados, agregados con poca absorción, densos y de módulo de elasticidad alto presentan una contracción menor.

La reducción de longitud del elemento, debido a la contracción del concreto, produce pérdidas en el presfuerzo y agrietamientos, estos últimos se evitan con el uso de acero de refuerzo e incluso fibras.

Comportamiento elástico

Por razones prácticas se ha aceptado la idealización de que la parte ascendente de la gráfica esfuerzo-deformación del concreto presenta un comportamiento elástico,

aunque se sabe que la gráfica no es una línea recta y que las deformaciones no siempre son recuperables. Gracias a esta simplificación es posible hacer diseños elásticos y determinar el módulo de elasticidad en función de la resistencia del concreto.

El módulo de elasticidad es en gran parte función de los agregados pétreos empleados, por esto, es necesario determinarlo con expresiones de reglamentos propios de las regiones donde se proyecta. En México, es aceptado de forma general, determinar el módulo de elasticidad con las expresiones que se muestran en la tabla 4.1.

Tabla 4.1 Expresiones para determinar el módulo de elasticidad del concreto

<i>Tipo de concreto</i>	<i>Expresión</i>	
<i>Concretos clase I</i>	$E_c = 14000\sqrt{f'_c}$	<i>Ec. (4.1)</i> <i>NTC-C 2004 1.5.1.4</i>
<i>Concretos de alta resistencia, $f'_c > 400$ kg/cm²</i>	$E_c = 8500\sqrt{f'_c} + 110000$	<i>Ec. (4.2)</i> <i>NTC-C 2004 11.3.1-11.3</i>

Deformaciones por flujo plástico

El flujo plástico se presenta cuando las partículas que conforman el concreto tienen un reajuste por la presencia de cargas permanentes. La cantidad de flujo depende principalmente de la magnitud de las cargas, las proporciones de la mezcla, humedad, condiciones de curado y la edad del concreto en el momento en que empieza a ser cargado. Las deformaciones ocasionadas por el flujo plástico ocasionarán pérdidas de presfuerzo.

IV.2.2 Aceros de presfuerzo

El acero de presfuerzo es el material encargado de transmitir de forma activa los esfuerzos y deformaciones al concreto que van a contrarrestar los causados por cargas muertas y vivas. El acero de presfuerzo viene en varias presentaciones,

alambre, torones y barras, a todas estas presentaciones usándose por unidad o por grupos en forma general se les conoce también como tendones.

Alambres

Son el producto de laminar en caliente barras de acero hasta obtener los alambres redondos, que después de enfriarse se hacen pasar a través de troqueles para darles el diámetro requerido, debido a que este proceso se realiza en frío se modifican sus propiedades mecánicas e incrementa notablemente su resistencia. Posteriormente se les libera de esfuerzos residuales mediante un tratamiento continuo de calentamiento hasta obtener las propiedades mecánicas prescritas. Los diámetros nominales son: 3, 4, 5, 6, 7, 9.4 y 10 mm con resistencias de 16,000 hasta 19,000 kg/cm². El acabado puede ser liso dentado y tridente. Es suministrado en forma de rollos. En la figura 4.6 se presenta el alambre de presfuerzo.



Figura 4.6 Alambre de presfuerzo.
(finacero.net)
(www.deacero.com)

Torón

Los torones se forman al torcer seis alambres alrededor de un séptimo, las propiedades mecánicas cambian en relación a los alambres sobre todo la adherencia. El paso de la espiral o hélice de torcido es de 12 a 16 veces el diámetro

del torón; los diámetros más comerciales son los de 3/8", 1/2" y 0.6". Es suministrado en rollos de hasta 2,500 kg y la presentación puede ser con o sin cubierta de polietileno.

El torón es la presentación del acero de presfuerzo más empleada en México, siendo el de 1/2" el más común y con un grado de 270 ksi equivalente a 19,000 kg/cm² de resistencia a la ruptura.

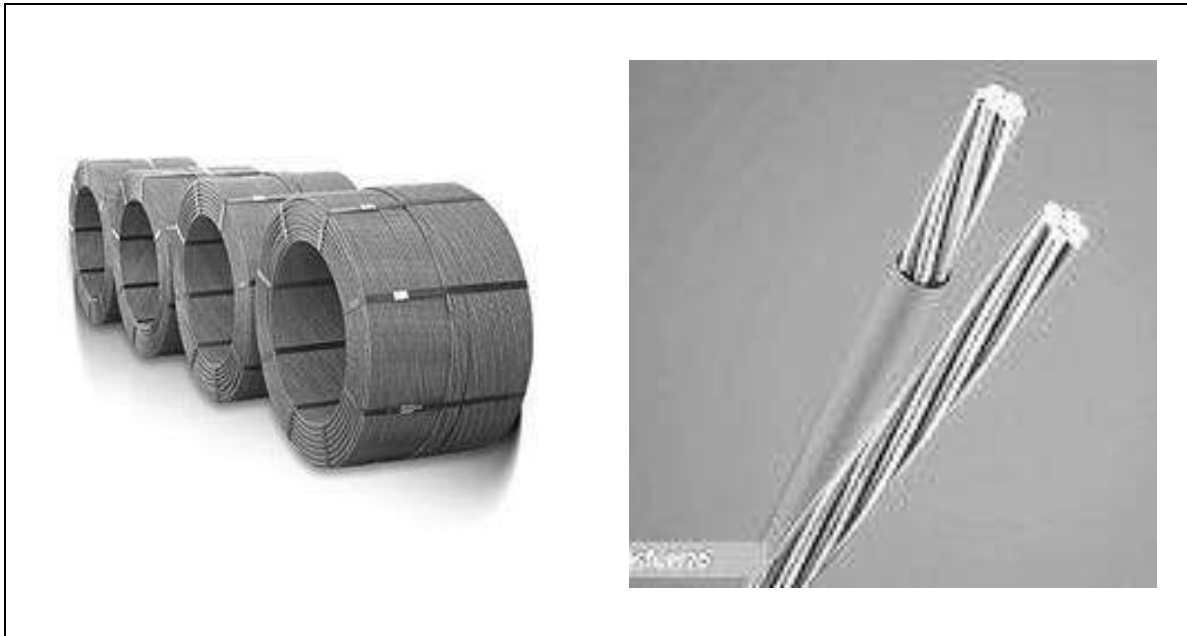


Figura 4.7 Torones de presfuerzo
(www.deacero.com)

Varillas de acero de aleación

Estas deben su alta resistencia a la adición de minerales de ligazón en el proceso de fabricación. Después se trabajan en frío para modificar su resistencia y finalmente liberarlas de esfuerzos y así obtener las propiedades prescritas. Las varillas de acero de aleación se producen en diámetros que van desde 1/2" hasta 13/8".

Tabla 4.2 Torones de presfuerzo
(www.deacero)

<i>Diámetro</i>		<i>Resistencia a la ruptura</i>		<i>Área nominal</i>	
<i>in</i>	<i>mm</i>	<i>kg</i>	<i>lb-f</i>	<i>in²</i>	<i>mm²</i>
0.375 (3/8")	9.53	10,430	23,000	0.085	54.8
0.500 (1/2")	12.7	18,730	41,300	0.153	98.7
0.600"	15.24	26,757	58,600	0.217	140
Acabados desnudo y con cubierta de polietileno. Grado de acero 270 ksi. Norma ASTM A 416					

Características esfuerzo deformación del acero de presfuerzo

En la figura 4.8 se presenta una gráfica de fuerza-deformación para torones de varios diámetros para aceros normales y de baja relajación. En el caso del torón de ½" la curva es casi igual a la de esfuerzo-deformación ya que el área del torón es 0.987 cm², es decir, muy próxima a la unidad. Siendo así, se observa que el acero no presenta un esfuerzo de fluencia definido. Es usual que este esfuerzo se calcule como el equivalente a la deformación unitaria del 1.0%, lo que vendría a ser 17,000 y 17,500 kg/cm² para acero normal y de baja relajación respectivamente.

El módulo de elasticidad para los alambres lisos es muy similar al del refuerzo ordinario siendo este igual a 2,000,000 kg/cm². Para el caso de los torones y varillas de aleación el módulo de elasticidad oscila entre 1,900,000 y 1,960,000 kg/cm².

Después del inicio de la fluencia del acero, los alambres muestran un incremento gradual hasta la falla. Las varillas de aleación presentan un comportamiento similar al de los alambres lisos y torones, pero sus límites proporcionales y de resistencia son menores hasta en un 40 por ciento.

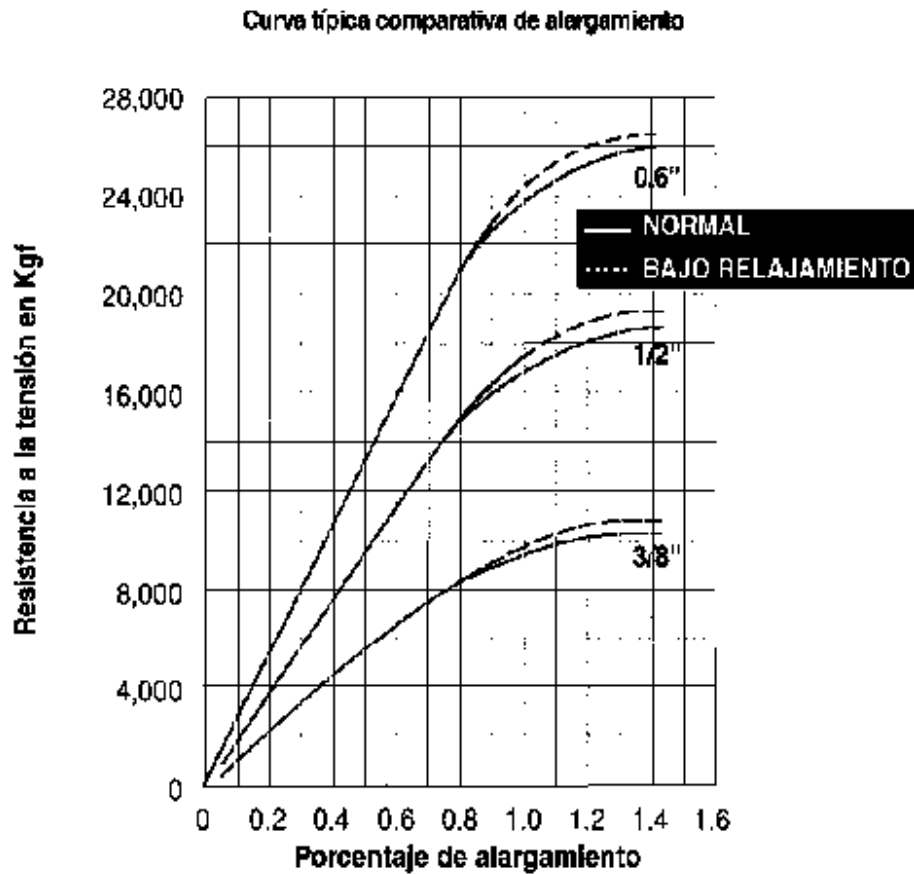


Figura 4.8 Grafica Fuerza-deformación de torones.
(ANIPPAC-UNAM, 2004)

Relajación del acero

Cuando el acero es sometido a una tensión sostenida, experimenta un reajuste y rompimiento interno de partículas, a este comportamiento se le conoce como relajación. La relajación del acero se presenta cuando este es sometido a un esfuerzo equivalente a una fracción considerable de su resistencia de fluencia (80% por ejemplo) como lo es el esfuerzo inicial en los torones antes de cualquier pérdida, y el acero es mantenido a una longitud constante. Esta relajación debe tomarse en cuenta en el diseño ya que produce pérdidas considerables de la carga de presfuerzo. Actualmente, la mayoría de los aceros son de baja relajación y son conocidos como Acero de Baja Relajación, y se prefieren sobre los otros para evitar pérdidas excesivas.

IV.3 Etapas de diseño de un elemento presforzado

Son varias las etapas o condiciones importantes para el diseño de un elemento presforzado: la etapa inicial o de transferencia, etapa final y etapas intermedias. Estas etapas representan momentos críticos en la vida del elemento tales como el momento en que se hace la transferencia del presfuerzo al concreto y cuando finalmente el elemento es sometido al total de las cargas muertas y vivas. Para cada etapa se debe revisar el estado de esfuerzos para garantizar el correcto funcionamiento del elemento.

IV.3.1 Etapa inicial

La etapa inicial o de transferencia es la etapa en la que se transmite el presfuerzo al concreto cortando los cables o torones para el caso de los elementos pretensados y cuando se libera en los anclajes la presión del gato en el caso de elementos postensados. Generalmente esto ocurre cuando el concreto no ha alcanzado el total de su resistencia sino un porcentaje. Las acciones a considerar en la revisión del estado de esfuerzos son el presfuerzo afectado por las pérdidas inmediatas y el peso propio del elemento. Es en esta etapa que se presenta la contraflecha máxima y ocurren las pérdidas de presfuerzo instantáneas.

IV.3.2 Etapa final

En esta etapa se deben considerar las distintas combinaciones de todas las cargas que actúan sobre el elemento: presfuerzo, cargas muertas y cargas vivas, tomando en cuenta los esfuerzos permisibles, deformaciones y agrietamientos. Para entonces el elemento junto con el firme trabaja como una sección compuesta por lo que incrementa notablemente la resistencia e inercia de la sección. En esta etapa ya han ocurrido todas las pérdidas de presfuerzo por lo tanto la carga de presfuerzo usada para la revisión del estado de esfuerzos en esta etapa se debe ver afectada por dichas pérdidas.

IV.3.3 Etapa intermedia

La etapa intermedia representa posibles estados entre la etapa inicial y la etapa final, etapas intermedias pueden ser el transporte y montaje del elemento donde se debe tener especial cuidado en la colocación de apoyos temporales, ganchos y dispositivos de anclaje, para no modificar la condición estática para la que fue diseñado. Otra condición importante, y que se revisa en los diseños de esta investigación, es cuando el elemento está en servicio sin carga viva, es decir, aquella donde se tiene únicamente carga de presfuerzo y carga muerta.

IV.4 Pérdidas de presfuerzo

Las traveses AASHTO III y IV y en forma general los elementos presforzados, tanto pretensados como postensados sufren pérdidas en la fuerza efectiva de presfuerzo, debidas principalmente a deformaciones de los materiales que conforman el elemento (concreto y acero de presfuerzo), algunas pérdidas ocurren inmediatamente después de la transferencia del presfuerzo de los anclajes o los muertos a el elemento, estas conocidas como pérdidas inmediatas o instantáneas y las pérdidas que se presentan a lo largo del tiempo, estas llamadas pérdidas dependientes del tiempo o diferidas. Hay pérdidas que no se presentan en todos los elementos presforzados, como las pérdidas inmediatas por fricción que se presentan únicamente en los elementos postensados a causa de la fricción entre los torones y los ductos que los contienen.

Algunos reglamentos de diseño aceptan la simplificación práctica de considerar las pérdidas tan solo como un porcentaje de la carga total de presfuerzo, como es el caso de las NTC del 2004 vigentes en el distrito federal, todo esto bajo ciertas justificaciones. En esta investigación las pérdidas se calcularán por separado y de forma aproximada, cabe mencionar que existen métodos aún más detallados los cuales no se abordarán.

IV.4.1 Pérdidas inmediatas

Son las pérdidas que se presentan inmediatamente después de la transferencia del presfuerzo al concreto, las correspondientes a elementos pretensados son: deslizamiento en el anclaje y acortamiento elástico. Estas pérdidas se toman en cuenta en la revisión de esfuerzos de la etapa inicial, donde sólo se consideran los efectos del presfuerzo y el peso propio del elemento.

IV.4.1.1 Deslizamiento del anclaje

Se presenta cuando la fuerza presforzante se transfiere de los gatos a los anclajes colocados en los muertos, en general esta pérdida se desprecia en elementos pretensados debido a la alta eficiencia de los equipos utilizados.

IV.4.1.2 Acortamiento elástico

Son las pérdidas debidas a la deformación elástica del concreto al ser sometido a carga axial, se presentan inmediatamente después de la transferencia de la carga de presfuerzo al concreto. Estas pérdidas se pueden estimar con la siguiente expresión:

$$\Delta f_{pES} = \frac{A_{ps} f_{pbt} (I + e^2 A_g) - e M_g A_g}{A_{ps} (I + e^2 A_g) + \frac{A_g I E_{ci}}{E_p}} \quad Ec. (4.3)$$

AASHTO LRFD 2012, C5.9.5.2.3a-1

donde:

- A_{ps} Área del acero de presfuerzo (cm²)
- f_{pbt} Esfuerzo en el acero de presfuerzo inmediatamente antes de la transferencia (kg/cm²)
- I Momento de inercia de la sección gruesa de concreto (cm⁴)
- e Excentricidad del presfuerzo al centro del claro (cm)
- A_g Área gruesa de la sección simple (cm²)

- M_g Momento al centro del claro debido al peso propio (kg-cm)
- E_{ci} Módulo de elasticidad del concreto al momento de la transferencia (kg/cm²)
- E_p Módulo de elasticidad del acero de presfuerzo (kg/cm²)

IV.4.2 Pérdidas diferidas

Las pérdidas diferidas o dependientes del tiempo, como su nombre lo indica, son aquellas pérdidas que se presentan tiempo después de la transferencia de la carga de presfuerzo al concreto, estas pueden ocurrir meses después de la transferencia o incluso años después. Por flujo plástico del concreto, por contracción del concreto y por relajación del acero de presfuerzo, son las pérdidas dependientes del tiempo presentes en elementos de concreto presforzado pretensado (traveses AASHTO III y IV), estas pérdidas se pueden estimar de forma aproximada con la siguiente expresión:

$$\Delta f_{pLT} = 10 \frac{f_{pi} A_{ps}}{A_g} \gamma_h \gamma_{st} + 843.68 \gamma_h \gamma_{st} + \Delta f_{pR} \quad Ec. (4.4)$$

AASHTO LRFD 2012 5.9.5.3-1

en la cual:

$$\gamma_h = 1.7 - 0.01H \quad Ec. (4.5)$$

AASHTO LRFD 2012 5.9.5.3-2

$$\gamma_{st} = \frac{351.53}{(70.31 + f'ci)} \quad Ec. (4.6)$$

AASHTO LRFD 2012 5.9.5.3-3

donde:

- f_{pi} Esfuerzo en el acero de presfuerzo inmediatamente antes de la transferencia
- A_{ps} Área del acero de presfuerzo

A_g	Área gruesa de la sección compuesta
H	Promedio anual de humedad en el aire
f'_{ci}	Resistencia a la compresión simple del concreto al momento de la transferencia
γ_h	Factor de corrección por humedad en el aire
γ_{st}	Factor de corrección para una resistencia específica del concreto al momento de la transferencia del presfuerzo al elemento de concreto

IV.4.2.1 Flujo plástico del concreto

Son las pérdidas generadas por el acortamiento del concreto cuando este es sometido a la acción de una carga sostenida, estas pueden ser mayores que las ocasionadas por acortamiento elástico, estas pérdidas corresponden al primer término de la ecuación 4.4:

$$10 \frac{f_{pi} A_{ps}}{A_g} \gamma_h \gamma_{st} \quad 1^{er} \text{ término de ec. (4.4)}$$

IV.4.2.2 Contracción del concreto

La contracción por secado del concreto produce una reducción de la deformación del acero de presfuerzo igual a la deformación que provoca la contracción, lo que se traduce a una reducción del presfuerzo. Estas pérdidas corresponden al segundo término de la ecuación 4.4:

$$843.68 \gamma_h \gamma_{st} \quad 2^{do} \text{ término de ec. (4.4)}$$

IV.4.2.3 Relajación del acero

En este mismo capítulo, en la sección de materiales se habló acerca de la relajación del acero y de cómo la acción de cargas sostenidas influye en las deformaciones y pérdidas de presfuerzo.

La cantidad de relajación varía según el tipo y grado de acero, del tiempo bajo la carga y del nivel de esfuerzo inicial. Como valor aproximado de pérdidas por relajación las AASHTO proponen tomar 2.4 ksi (168.74 kg/cm²) para aceros de baja relajación y de 10.0 ksi (703.07 kg/cm²) para aceros aliviados de esfuerzos u otros tipos. En México los aceros de baja relajación son los más empleados. Las pérdidas por relajación corresponden al tercer término de la ecuación 4.4:

$$\Delta f_{pR} \qquad 3^{er} \text{ término de ec. (4.4)}$$

IV.5 Estado de esfuerzos

Para cada una de las etapas mencionadas en la sección IV.3 se deben de revisar los esfuerzos que actúan en el elemento. Los esfuerzos en las fibras superior e inferior se deben de calcular para cada una de las acciones, cargas muertas o viva, considerando las propiedades de la sección correspondiente: simple o compuesta (cuando ya se ha colado la losa y ha alcanzado la resistencia de proyecto). Los esfuerzos en las fibras superior (f_s) e inferior (f_i) se calculan con las siguientes expresiones:

$$f_s = -\frac{P}{A_g} + \frac{Pe}{s_s} - \frac{M_{popo}}{s_s} - \frac{M_{losa}}{s_s} - \frac{M_{diaf.}}{s_s} - \frac{M_{asf.}}{s_s} - \frac{M_{parap.}}{s_s} - \frac{M_{cviva}}{s_s} \qquad Ec. (4.5)$$

$$f_i = -\frac{P}{A_g} - \frac{Pe}{s_i} + \frac{M_{popo}}{s_i} + \frac{M_{losa}}{s_i} + \frac{M_{diaf.}}{s_i} + \frac{M_{asf.}}{s_i} + \frac{M_{parap.}}{s_i} + \frac{M_{cviva}}{s_i} \qquad Ec. (4.6)$$

$$s_{s,i} = \frac{I}{c_{s,i}} \qquad Ec. (4.7)$$

donde:

f_s Esfuerzo en la fibra superior

f_i Esfuerzo en la fibra inferior

P Carga de presfuerzo

A_g Área de la sección

e	Excentricidad del acero de presfuerzo
M_{prop}	Momento flexionante por peso propio de la trabe
$s_{s,i}$	Módulo de sección superior o inferior
$M_{diaf.}$	Momento flexionante debido al diafragma
$M_{asf.}$	Momento flexionante por el asfalto
$M_{parap.}$	Momento flexionante por el parapeto
M_{cviva}	Momento flexionante por carga viva
$c_{s,i}$	Distancia a la fibra inferior o superior
I	Momento de inercia sección simple o compuesta

Para el cálculo de los esfuerzos debidos a la carga de presfuerzo, por peso propio del elemento, peso de losa y de diafragma, se usarán las propiedades de la sección simple. Y para la determinación de los esfuerzos restantes como los debidos al asfalto, parapeto y carga viva se usaran las propiedades de la sección compuesta.

La convención de signos para los esfuerzos es negativo para compresión y positivo para tensión.

Los esfuerzos calculados en esta sección para cada una de las etapas, deberán estar dentro de los límites permisibles establecidos por los reglamentos correspondientes, en este caso las normas AASTHO LRFD 2012.

IV.5.1 Esfuerzos permisibles

Para garantizar un correcto comportamiento del elemento, sus esfuerzos calculados para cada una de las etapas, no deberán exceder los permisibles señalados en LRFD 2012. En esta sección se presentan los esfuerzos permisibles tanto para el concreto como para el acero de presfuerzo.

IV.5.1.1 Esfuerzos permisibles en el concreto

En la transferencia

Los esfuerzos determinados en la etapa de transferencia de ninguna manera podrán superar los esfuerzos permisibles para el concreto indicados en la tabla 4.3 que a continuación se muestra.

Tabla 4.3 Esfuerzos permisibles en el concreto en la etapa de transferencia

<i>Compresión (kg/cm²)</i>	<i>Tensión (kg/cm²)</i>	
<i>Elementos pretensados y postensados</i> $0.6 f'ci$	En áreas sin acero de refuerzo	$0.8\sqrt{f'c}$
	En áreas con acero de refuerzo suficiente para resistir la fuerza de tensión en el concreto, asumiendo una sección no agrietada, donde el refuerzo es proporcionado usando un esfuerzo de $0.5 f_y$ sin exceder 2100 kg/cm^2	$2\sqrt{f'c}$
<i>(AASHTO LRFD 2012, 5.9.4.1.1)</i>	<i>(AASHTO LRFD 2012, 5.9.4.1.2-1)</i>	

donde:

$f'ci$ Resistencia a la compresión simple del concreto al momento de la transferencia

$f'c$ Resistencia a la compresión simple del concreto a los 28 días

Bajo cargas de servicio

Los esfuerzos determinados en la etapa de servicio, de ninguna manera podrán superar los esfuerzos permisibles para el concreto indicados en la tabla 4.4.

Tabla 4.4 Esfuerzos permisibles en el concreto en la etapa de servicio

Compresión (kg/cm ²)		Tensión (kg/cm ²)	
Debidos a la suma de presfuerzo efectivo, cargas permanentes y cargas vivas así como durante el traslado y montaje	$0.6 \phi_{\omega} f'c$	Para elementos con acero de presfuerzo adherido o refuerzo sujeto a condiciones moderadamente corrosivas	$1.6\sqrt{f'c}$
Debido a la suma de presfuerzo efectivo y cargas permanentes	$0.45 f'c$	Para elementos con acero de presfuerzo adherido o refuerzo sujetos a severas condiciones corrosivas	$0.8\sqrt{f'c}$
(AASHTO LRFD 2012, secciones: 5.9.4.2.1-1, 5.9.4.2.2-1)			

Donde:

- $f'c$ Resistencia a la compresión simple del concreto a los 28 días
- ϕ_{ω} Factor de reducción, función de las relaciones ancho-espesor de patines y alma

Para determinar ϕ_{ω} se debe conocer la relación ancho-espesor máxima de patines y alma ($\lambda\omega$ máx.), conociéndose esta, se determina cómo se indica en la tabla 4.5.

Para el caso de las AASHTO III y IV, por las dimensiones de patines y alma, el factor de reducción ϕ_{ω} resulta ser igual a 1.0.

Tabla 4.5 Factor de reducción ϕ_{ω}

(AASHTO LRFD 2012 5.7.4.7.2c)

$\lambda\omega \leq 15$	1.0
$15 < \lambda\omega \leq 25$	$1 - 0.025(\lambda\omega - 15)$
$25 < \lambda\omega \leq 35$	0.75

IV.5.1.2 Esfuerzos permisibles en el acero de presfuerzo

Los esfuerzos en los tendones debidos tanto a la fuerza de presfuerzo como a los de la etapa de servicio (después de pérdidas) no podrán exceder los límites establecidos en la tabla 4.6 o de tablas de fabricantes en caso de que se tengan.

Donde:

f_{py} Esfuerzo de fluencia del acero de presfuerzo

f_{pu} Esfuerzo de ruptura del acero de presfuerzo

Como se indicó en este mismo capítulo en la sección de materiales, el acero de presfuerzo no presenta un esfuerzo de fluencia (f_{py}) bien definido, por esto, el LRFD 2012 propone en la sección 5.4.4.1-1 determinar el f_{py} , como $0.9f_{pu}$.

Tabla 4.6 Limites de esfuerzos para tendones de presfuerzo
(AASHTO LRFD 2012 5.9.3-1)

Condición	Tipo de tendón		
	Tendones aliviados de esfuerzos y barras planas de alta resistencia	Tendones de baja relajación	Barras de alta resistencia deformadas
Pretensado			
Inmediatamente antes de la transferencia	$0.7 f_{pu}$	$0.75 f_{pu}$	-----
Estado límite de servicio, después de todas las pérdidas	$0.8 f_{py}$	$0.8 f_{py}$	$0.8 f_{py}$
Postensado			
Antes del montaje	$0.9 f_{py}$	$0.9 f_{py}$	$0.9 f_{py}$
En anclaje y acopladores inmediatamente después de pérdidas por anclaje	$0.7 f_{pu}$	$0.7 f_{pu}$	$0.7 f_{pu}$
En cualquier punto a lo largo del elemento lejos de anclajes y acopladores inmediatamente después de pérdidas por anclaje	$0.7 f_{pu}$	$0.74 f_{pu}$	$0.7 f_{pu}$
Estado límite de servicios después de pérdidas	$0.8 f_{py}$	$0.8 f_{py}$	$0.8 f_{py}$

IV.6 Detalle del acero de presfuerzo

IV.6.1 Recubrimiento de concreto

Se debe tener especial cuidado en la protección del acero de presfuerzo ya que es muy vulnerable a la corrosión y oxidación.

En la tabla 4.8 se indican los recubrimientos mínimos, para las distintas condiciones en que se puede encontrar el elemento.

Por ejemplo, para diseños donde; el elemento no está expuesto a agua salada, no hay contacto del elemento contra el suelo, no se trata de ubicaciones costeras, no está expuesto a sales anticongelantes ni se trata de superficies de rodamiento, el recubrimiento libre será de dos pulgadas que para fines prácticos es aceptado como cinco centímetros.

IV.6.2 Separación del acero de presfuerzo

La separación libre entre torones de pretensado no será menor que 1.33 veces el tamaño máximo del agregado (TMA) o la distancia centro a centro especificada en la tabla 4.7.

Tabla 4.7 Separación centro a centro de torones
(AASHTO LRFD 2012 5.10.3.3.1-1)

<i>Diámetro del torón (in)</i>	<i>Espaciamiento (in)</i>
0.6	2
0.5625 Especial	
0.5625	
0.5	1.75
0.4375	
0.50 Especial	
0.375	1.5

Tabla 4.8 Recubrimiento para aceros no protegidos
(AASHTO LRFD 2012 5.12.3-1)

<i>Situación</i>	<i>Recubrimiento (in)</i>
Exposición directa al agua salada	4.0
Concreto contra suelo	3.0
Ubicaciones costeras	3.0
Exposición a sales anticongelantes	2.5
Superficies de tableros con tránsito de neumáticos con clavos o cadenas	2.5
Otras situaciones exteriores	2.0
Otras situaciones interiores	
* Hasta barras No. 11	1.5
* Hasta barras No. 14 y 18	2.0
Fondo de losas coladas en sitio	
* Hasta barras No. 11	1.0
* Hasta barras No. 14 y 18	2.0
Encofrados interiores para paneles prefabricados	0.8
Pilas prefabricadas de concreto armado	
* Ambientes no corrosivos	2.0
* Ambientes corrosivos	3.0
Pilas prefabricadas de concreto pretensado	2.0
Pilas coladas en sitio	
* Ambientes no corrosivos	2.0
* Ambientes corrosivos	
** General	3.0
** Protegida	3.0
* Cascarones	2.0
* Concreto colocado con lodo bentonítico, concreto colocado por el sistema tremie o construcción con lechada	3.0

IV.7 Ejemplo de diseño

Para ejemplificar los conceptos anteriores relativos al diseño de traveses pretensadas, a continuación se presenta un ejemplo representativo del diseño de una trabe AASHTO para un puente carretero.

Diseñar la trabe de orilla para un puente que tiene un claro de 20 m, un ancho total de 8 m, dos carriles, uno por sentido, firme colado en sitio de 18 cm de espesor y sobre este una carpeta asfáltica de 10 cm. Los materiales son: concreto de 350 kg/cm² para la trabe y de 250 kg/cm² para la losa. El tensado se hará cuando el concreto alcance el 90% de su f'_c (315 kg/cm²). El acero de presfuerzo: torones de baja relajación de ½ pulgada de diámetro, grado 270, con un módulo de elasticidad de 1,960,000 kg/cm² y un esfuerzo a la ruptura de 19,000 kg/cm². El sitio donde se proyecta el puente tiene una humedad promedio anual de 70 % y condiciones de corrosión moderadas.

IV.7.1 Propiedades de la sección

Según lo indicado en la sección III.1.1, para el claro de 20 metros se propone una trabe AASHTO III.

Para determinar las propiedades de la sección compuesta es necesario conocer el voladizo y la separación entre traveses.

Con las consideraciones para los voladizos presentadas en el capítulo III en la parte de cálculo de momento por carga muerta de la losa, propondremos un volado igual a 100 centímetros.

Con relación a la separación entre traveses, siguiendo la recomendación en la sección III.1.2 de no usar separaciones entre traveses mayores a dos veces el peralte de la trabe (230 cm) y conociendo que tampoco es recomendable usar separaciones menores a 110 cm, se propone el número de traveses indicado en la tabla ED 4.1.

Tabla ED 4.1 Volados y separaciones entre traveses

No. traveses	Sep. traveses (cm)
6	120
5	150
4	200

De entre las opciones mostradas en la tabla ejemplo de diseño (ED) 4.1, elegiremos la de 5 traveses ya que con esta configuración quedaríamos con una separación entre traveses media (150 cm). En la figura ED 4.1 se ilustra el volado (V) y la separación entre traveses (S).

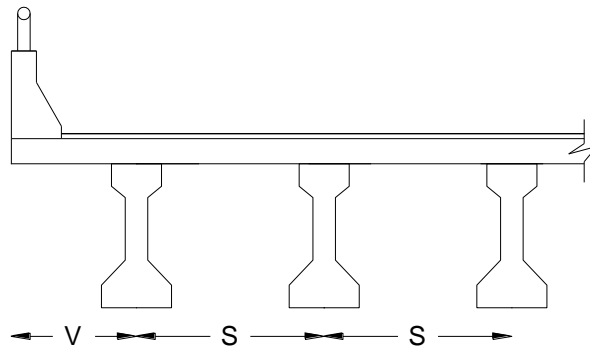


Figura ED 4.1 Voladizo y separación.

Teniendo definido el volado y la separación entre traveses, es posible definir el ancho tributario de losa (B_{losa}) para la trabe, este será igual al volado más la mitad de la separación entre traveses, quedando del siguiente modo:

$$B_{losa} = 100 + \frac{150}{2} = 175 \text{ cm}$$

Para obtener las propiedades geométricas de la sección compuesta (trabe-losa) es necesario convertir uno de los dos materiales en el otro (por compatibilidad de deformaciones). Esto se logra usando la relación modular de los concretos que está en función de los módulos de elasticidad de la losa y de la trabe.

Para convertir de losa a trabe:

$$n = \frac{E_{c_{losa}}}{E_{c_{trabe}}} = \frac{221359.43}{261916.01} = 0.85$$

Los módulos de elasticidad fueron determinados con la ecuación 4.1:

$$E_c = 14000\sqrt{f'c}$$

Teniendo la relación modular se obtiene el ancho de losa equivalente (bm) multiplicando la relación modular por el ancho tributario.

$$bm = n * B_{losa} = 0.85 * 175 = 148 \text{ cm}$$

Así, finalmente con las dimensiones de la AASHTO III y la losa, se determinan las propiedades de la sección compuesta, quedando junto con las de la sección simple resumidas en la tabla ED 4.2.

Tabla ED 4.2 Propiedades, sección simple y compuesta

<i>Propiedades</i>							
Sección	$A_g \text{ (cm}^2\text{)}$	$Y_i \text{ (cm)}$	$C_i \text{ (cm)}$	$C_s \text{ (cm)}$	$I \text{ (cm}^4\text{)}$	$s_i \text{ (cm)}$	$s_s \text{ (cm)}$
Simple	3629	51.21	51.21	63.79	5257698	102672	82420
Compuesta	6291	82.01	82.01	32.99	13466434	164202	408216

IV.7.2 Solicitaciones

IV.7.2.1 Momentos por cargas muertas

Como ya se describió en el capítulo III, para la determinación de los momentos por carga muerta, se trabaja la viga como simplemente apoyada con carga uniformemente distribuida y se determinan momentos al centro del claro (máximos). Cada carga distribuida se determinó multiplicando el área transversal del elemento en cuestión por su correspondiente peso volumétrico. El diagrama de momentos flexionantes tiene la forma como se ilustra en la figura ED 4.2.

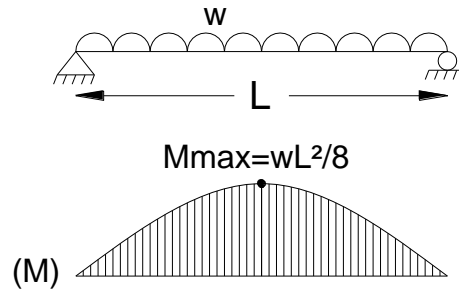


Figura ED 4.2 Diagrama de momentos para cargas distribuidas.

Momento por peso propio de trabe

$$A = 3629.00 \text{ cm}^2 \quad PV_{Conc.} = 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$w = A * PV_{Conc.} = 3629 * \frac{2400}{1000000} = 8.71 \text{ kg/cm}$$

$$M_{max} = w * \frac{L^2}{8} = 8.71 * \frac{2000^2}{8} = 4,354,800 \text{ kg} - \text{cm}$$

Momento por losa

$$A = B_{losa} * h_{losa} = 175 * 18 = 3150 \text{ cm}^2$$

$$PV_{Conc.} = 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$w = A * PV_{Conc.} = 3150 * \frac{2400}{1000000} = 7.56 \text{ kg/cm}$$

$$M_{max} = w * \frac{L^2}{8} = 7.56 * \frac{2000^2}{8} = 3,780,000 \text{ kg} - \text{cm}$$

Momento por asfalto

$$A = (B_{losa} - B_{parap.}) * h_{asf.} = (175 - 40) * 10 = 1350 \text{ cm}^2$$

$$PV_{asf.} = 2200 \text{ kg/m}^3$$

$$w = A * PV_{asf.} = 1350 * \frac{2200}{1000000} = 2.97 \text{ kg/cm}$$

$$M_{max} = w * \frac{L^2}{8} = 2.97 * \frac{2000^2}{8} = 1,485,000 \text{ kg} - \text{cm}$$

Momento por guarnición y parapeto

En la figura ED 4.3 se muestra el croquis de la guarnición y parapeto y sus dimensiones, considerado en el diseño. Para el barandal se considera una carga uniforme de 100 kg/m.

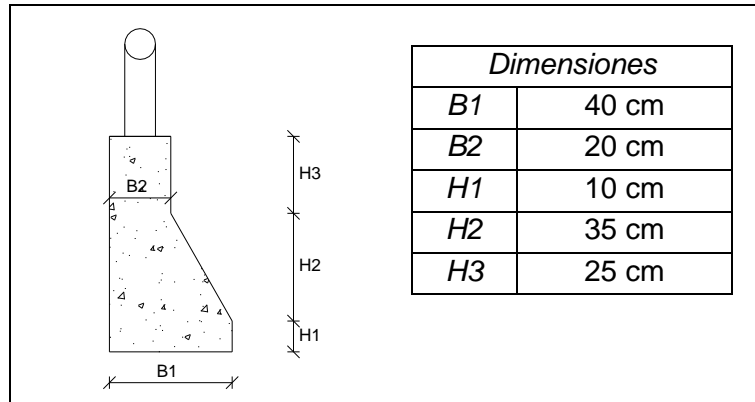


Figura ED 4.3 Croquis y dimensiones de la guarnición y del parapeto.

$$A = 1950 \text{ cm}^2$$

$$PV_{conc.} = 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$w_{parap.} = A * PV_{conc.} = 1950 * \frac{2400}{1000000} = 4.68 \text{ kg/cm}$$

$$M_{max} = (w_{parap.} + w_{bar.}) * \frac{L^2}{8} = (4.68 + 1) * \frac{2000^2}{8} = 2,840,000 \text{ kg} - \text{cm}$$

Momento por diafragma

Para el cálculo del momento por diafragma se procede un poco diferente, en lugar de considerar la carga como distribuida se consideran un número de cargas puntuales e iguales en número y posición a los diafragmas, distribuidas de forma simétrica en la viga. Cada carga puntual (P) es igual al peso volumétrico del concreto por el volumen que se forma por el diafragma entre dos traveses y dividida entre dos, ya que la trabe de orilla solo tiene diafragma en la parte interna (entre traveses) y no en la parte externa (volado).

Siguiendo la recomendación práctica (diafragmas a 5-10 m), se hizo la distribución de diafragmas en la viga, quedando localizados dos dentro del claro a una separación de 6.67 m. Para este caso en particular, el momento se calcula con se indica en la figura ED 4.4.

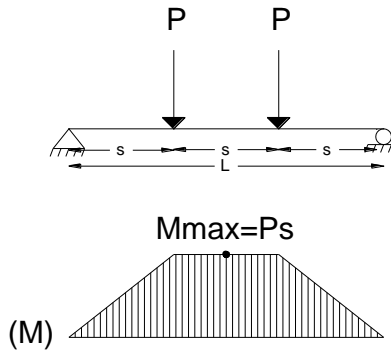


Figura ED 4.4 Diagrama de momentos para cargas puntuales.

En la figura ED 4.5 Se muestra el croquis del diafragma y sus dimensiones, $B1$, $B2$ y $B3$ son función de la separación entre traveses.

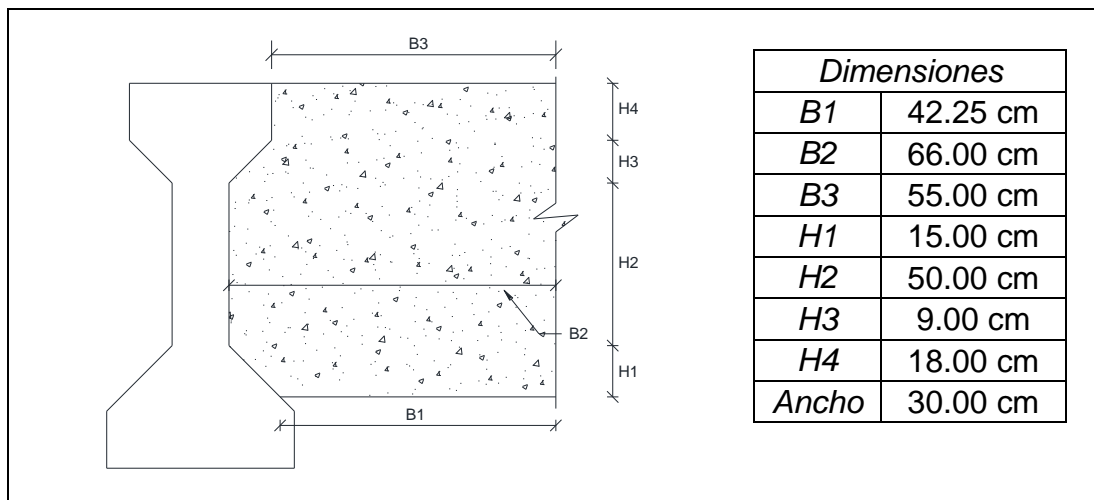


Figura ED 4.5 Croquis y dimensiones de diafragma.

Así, aplicando las expresiones:

$$A = 5717.62 \text{ cm}^2$$

$$V_{conc.} = 171528.75 \text{ cm}^3$$

$$PV_{conc.} = 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$P = 411.66 \text{ kg}$$

$$s = 666.67 \text{ cm}$$

$$M_{max} = P * s = 411.66 * 667 = 274,446 \text{ kg} - \text{cm}$$

IV.7.2.2 Momento por carga viva

Para determinar el momento por carga viva se configura una combinación de camiones de manera que la posición de estos sea la más desfavorable, es decir, que genere los momentos, afectados por el factor de distribución, más grandes.

Para el puente en cuestión, 8 m de ancho total, 2 carriles, uno por sentido. La configuración de los camiones quedo del siguiente modo: en el carril más próximo a la trabe de orilla se consideró el camión T3S2R4 que provoca el momento más grande entre el T3S2R4 y el T3S3, y a lado de este el HS20, como se muestra en la figura ED 4.6. Es a partir de esta configuración que se obtienen los factores de distribución.

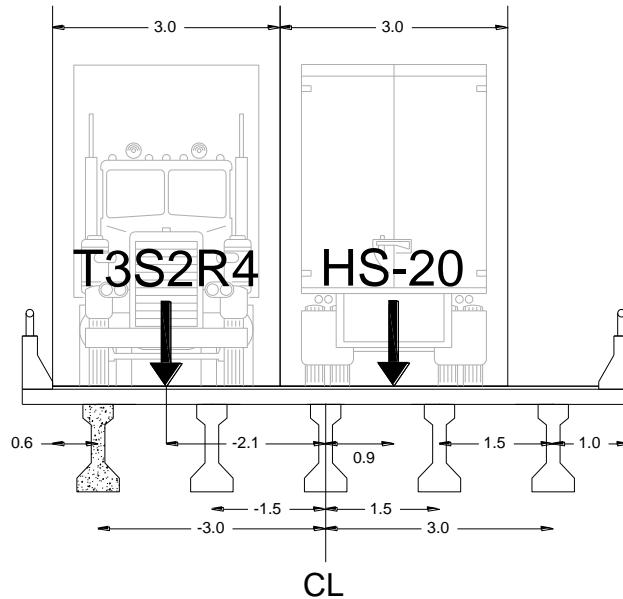


Figura ED 4.6 Configuración de los camiones en el puente.

Para el cálculo del factor de distribución (FD) se utilizó el método de Courbon. Método que consistió en la repartición de los efectos de cada fuerza, momentos por carga viva generados por los vehículos, en forma de porcentaje a cada una de las traveses que conforman la superestructura. Es de destacar que la concentración se manejó por separado, un factor de distribución por cada camión, que después multiplicados por el momento por cada viva correspondiente y sumados entre sí,

nos da el momento por carga viva total. En la tabla ED 4.3 se resumen los factores de distribución y los momentos por carga viva para la trabe de orilla.

Los momentos por carga viva de cada camión, se obtuvieron mediante modelos numéricos en SAP2000 para un claro de 20 metros.

Tabla ED 4.3 Factores de distribución y momentos por carga viva

<i>Carril</i>	<i>Vehículo</i>	<i>Momento</i>	<i>FD</i>	<i>Momento*FD</i>
1	T3S2R4	170.503 t-m	0.480	8184165.6
2	HS20	124.556 t-m	0.080	996451.12
			<i>Mmax(kg-cm)</i>	9,180,616.72

Factor de distribución método de Courbon

A manera de ejemplo se determinará el factor de distribución para el camión T3S2R4.

Considerando la carga P del camión como unitaria, el momento al centro de línea será:

$$M_{cl} = 1 * (-2.10) = -2.10 \text{ t - m}$$

La sumatoria de los cuadrados de las distancias al centro de línea será:

$$I = 2 * 3^2 + 2 * 1.5^2 = 22.5 \text{ m}^2$$

Sustituyendo en la ecuación 3.5:

$$R_n = \frac{1}{5} - \frac{-2.1 * (-3)}{22.5} = 0.48$$

Se procede de igual manera para el camión HS20.

IV.7.3 Cuantía de acero de presfuerzo

La determinación del acero de presfuerzo es un proceso iterativo, sin embargo, en este ejemplo sólo se presenta el desarrollo de la última iteración, así, el número de torones en el análisis será igual a 16, que es la solución del problema.

Colocando el primer lecho de torones a una altura de 6 cm medidos hasta el centro del torón. Con una separación entre torones de 5 cm, separación práctica, centro a centro (horizontal y vertical) y colocando máximo 10 torones por lecho (12 para la AASHTO IV), tenemos un recubrimiento lateral libre ($rec_{lat.}$) igual a:

$$rec_{lat.} = \frac{(56 - 9 * 5) - 1.27}{2} = 4.87 \text{ cm} \approx 5 \text{ cm}$$

Y un recubrimiento inferior libre ($rec_{inf.}$), en la base del patín inferior, igual a:

$$rec_{inf.} = 6 - \frac{1.27}{2} = 5.37 \text{ cm}$$

Al comparar estos detalles del acero de presfuerzo con lo indicado en la sección IV. 6, donde se indica que el recubrimiento libre y separación de torones será 5 cm como mínimo, se concluye que se cumple con las normas AASHTO (LRDF, 2012).

Así, es posible continuar con la determinación de la excentricidad del acero de presfuerzo. En la tabla ED 4.4 se detalla el cálculo del centroide del presfuerzo.

Tabla ED 4.4 Detalle del cálculo del centroide del presfuerzo

No. Lecho	No. Max. Tor./Lecho	No. Tor./Lecho	Área de torones (cm ²)	y (cm)	A*y	\bar{y}
						cm
1	10	10	9.87	6.00	59.22	7.88
2	10	6	5.92	11.00	65.14	
3	10	0				
4	8	0				
Σ		16	15.79		124.36	

Siendo “ \bar{y} ” el centroide del acero medido desde la base de la trabe, haciendo una resta con el centroide de la sección simple, se determina la excentricidad (e), parámetro indispensable para determinar esfuerzos en las distintas etapas del elemento.

$$e = y_i - \bar{y} = 51.21 - 7.88 = 43.33 \text{ cm}$$

En la figura ED 4.2 se presenta un croquis de la distribución de los torones en la trabe.

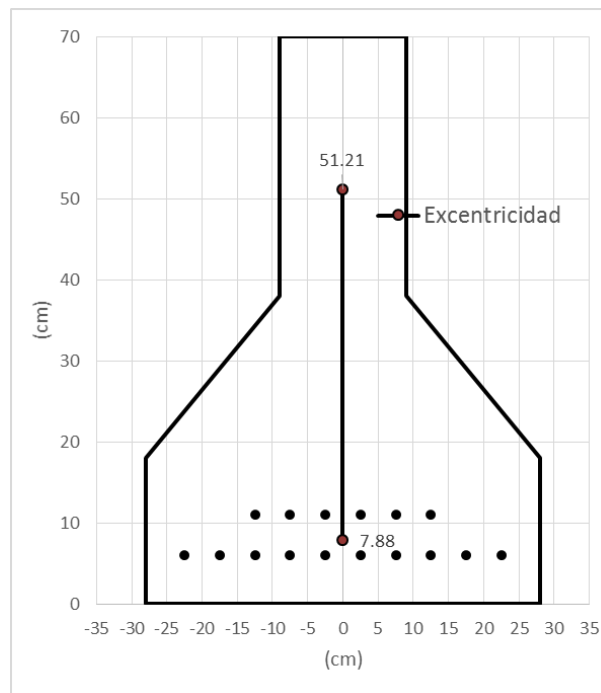


Figura ED 4.7 Croquis de distribución de los torones.

El acomodo de los torones es con base en la tabla ED 4.4, se hará por lecho, de abajo hacia arriba manteniendo siempre una simetría desde la vertical de la sección.

IV.7.4 Pérdidas de presfuerzo

Para realizar el cálculo y revisión de esfuerzos, es necesario calcular las pérdidas de presfuerzo, de acuerdo con lo siguiente.

IV.7.4.1 Pérdidas inmediatas

Empleando la ecuación 4.3:

$$\Delta f_{pES} = \frac{A_{ps}f_{pbt}(I + e^2A_g) - eM_gA_g}{A_{ps}(I + e^2A_g) + \frac{A_gIE_{ci}}{E_p}}$$

$$A_{ps} = No. tor * A_{tor} = 16 * 0.987 = 15.79 \text{ cm}^2$$

$$f_{pbt} = 0.75f_{pu} = 0.75 * 19000 = 14250 \text{ kg/cm}^2$$

$$I = 5257698 \text{ cm}^4 \quad e = 44.33 \text{ cm}$$

$$A_g = 3629 \text{ cm}^2 \quad M_g = 4354800 \text{ kg - cm}$$

$$E_p = 1900000 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_{ci} = 14000\sqrt{f'_{ci}} = 14000\sqrt{315} = 235724.42 \text{ kg/cm}^2$$

Sustituyendo en 4.3:

$$\Delta f_{pES} = 778.64 \text{ kg/cm}^2$$

IV.7.4.2 Pérdidas diferidas

Empleando las ecuaciones 4.4 - 4.6:

$$\Delta f_{pLT} = 10 \frac{f_{pi}A_{ps}}{A_g} \gamma_h \gamma_{st} + 843.68 \gamma_h \gamma_{st} + \Delta f_{pR}$$

$$\gamma_h = 1.7 - 0.01H$$

$$\gamma_{st} = \frac{351.53}{(70.31 + f'_{ci})}$$

$$f_{pi} = 14250 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_{ps} = 15.79 \text{ cm}^2 \quad A_g = 6291 \text{ cm}^2$$

$$H = 70 \% \quad f'_{ci} = 315 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta f_{pR} = 168.74 \text{ kg/cm}^2$$

Sustituyendo en las ecuaciones 4.5 y 4.6:

$$\gamma_h = 1$$

$$\gamma_{st} = \frac{351.53}{(70.31 + 315)} = 0.91$$

Sustituyendo por términos en la ecuación 4.4:

Pérdidas por flujo plástico del concreto

$$10 \frac{f_{pi} A_{ps}}{A_g} \gamma_h \gamma_{st} = 326.35 \text{ kg/cm}^2$$

Pérdidas por contracción del concreto

$$843.68 \gamma_h \gamma_{st} = 769.73 \text{ kg/cm}^2$$

Pérdidas por relajación del acero

$$\Delta f_{pR} = 168.74 \text{ kg/cm}^2$$

Las pérdidas diferidas son:

$$\Delta f_{pLT} = 326.35 + 769.73 + 168.74 = 1,264.82 \text{ kg/cm}^2$$

Pérdidas totales

$$\Delta f_T = \Delta f_{pES} + \Delta f_{pLT} = 778.64 + 1264.82 = 2,043.46 \text{ kg/cm}^2$$

Resultando un porcentaje de pérdidas totales igual a:

$$\%f_T = \frac{\Delta f_T}{f_{pi}} = \frac{2043.46}{14250} * 100 = 14.34 \%$$

IV.7.5 Cálculo y revisión de esfuerzos

IV.7.5.1 Etapa inicial

Carga de presfuerzo después de pérdidas inmediatas:

$$P_j = (f_{pi} - \Delta f_{pES}) * A_{ps} = (14250 - 778.64) * 15.79 = 212,739.68 \text{ kg}$$

Esfuerzos actuantes en el concreto

Aplicando la ecuación 4.5 y 4.6, por término, y con los términos que corresponden a la etapa inicial

$$f_s = -\frac{P}{A_g} + \frac{Pe}{s_s} - \frac{M_{propio}}{s_s}$$

$$f_i = -\frac{P}{A_g} - \frac{Pe}{s_i} + \frac{M_{propio}}{s_i}$$

Esfuerzos por carga de presfuerzo

$$f_s = -\frac{212,739.68}{3629} + \frac{212,739.68 * 44.33}{82420} = 53.23 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_i = -\frac{212,739.68}{3629} - \frac{212,739.68}{102672} = -148.41 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzos por peso propio de trabe

$$f_s = -\frac{4354800}{82420} = -52.84 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_i = \frac{4354800}{102672} = 42.41 \text{ kg/cm}^2$$

Sumatoria de esfuerzos

$$f_s = 53.23 - 52.84 = 0.39 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_i = -148.41 + 42.41 = -106.00 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzos permisibles en el concreto

De acuerdo con la tabla 4.3, los esfuerzos permisibles son los siguientes:

Compresión:

$$0.6 f'_{ci} = 0.6 * 315 = 189.00 \text{ kg/cm}^2 (-)$$

Tensión:

$$0.8 \sqrt{f'_{ci}} = 0.8 * \sqrt{315} = 14.20 \text{ kg/cm}^2$$

Comparando los esfuerzos actuantes con los permisibles en la tabla ED 4.5, se tiene:

Tabla ED 4.5 Comparación de esfuerzos en la etapa inicial

Comparación de esfuerzos			
Fibra	Σ E. Actuantes	E. Permisibles	¿Cumple?
Superior	0.39 kg/cm ²	14.20 kg/cm ²	SI
Inferior	-106.00 kg/cm ²	-189.00 kg/cm ²	SI

Comparando los esfuerzos actuantes en la etapa inicial, con los correspondientes permisibles. Los esfuerzos actuantes están dentro de lo permisible, por lo tanto, la etapa inicial no tiene problemas y es posible continuar con el diseño y revisar las etapas restantes.

IV.7.5.2 Etapa final

Carga de presfuerzo después de las pérdidas totales:

$$P_e = (f_{pi} - \Delta f_T) * A_{ps} = (14250 - 2043.46) * 15.79 = 192765.69 \text{ kg}$$

En este punto, es necesario revisar si el esfuerzo en los torones no sobrepasa el permisible.

Esfuerzo actuante en el presfuerzo

Determinando el esfuerzo en los torones

$$f_{ps} = \frac{P_e}{A_{ps}} = \frac{192765.69}{15.79} = 12,206.54 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo permisible en el presfuerzo

Según lo indicado en la tabla 4.7, el permisible es igual a:

$$0.8f_{py}$$

Y sabemos que:

$$f_{py} = 0.9f_{pu}$$

Sustituyendo:

$$0.8 * 0.9 * 19000 = 13,680.00 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo en los torones es inferior al permisible, por lo tanto, es posible continuar con la revisión.

Esfuerzos actuantes en el concreto

Aplicando la ecuación 4.5 y 4.6, por término, y con los términos que corresponden a la etapa final

$$f_s = -\frac{P}{A_g} + \frac{Pe}{S_s} - \frac{M_{popo}}{S_s} - \frac{M_{losa}}{S_s} - \frac{M_{diaf.}}{S_s} - \frac{M_{asf.}}{S_s} - \frac{M_{parap.}}{S_s} - \frac{M_{cviva}}{S_s}$$

$$f_i = -\frac{P}{A_g} - \frac{Pe}{S_i} + \frac{M_{popo}}{S_i} + \frac{M_{losa}}{S_i} + \frac{M_{diaf.}}{S_i} + \frac{M_{asf.}}{S_i} + \frac{M_{parap.}}{S_i} + \frac{M_{cviva}}{S_i}$$

Esfuerzo por carga de presfuerzo

$$f_s = -\frac{192765.69}{3629} + \frac{192765.69 * 4.33}{82420} = 48.23 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_i = -\frac{192765.69}{3629} - \frac{192765.69 * 4.33}{102672} = -134.48 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo por peso propio de trabe

$$f_s = -\frac{4354800}{82420} = -52.84 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_i = \frac{4354800}{102672} = 42.41 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo por losa

$$f_s = -\frac{3780000}{82420} = -45.86 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_i = \frac{3780000}{102672} = 36.82 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo por diafragma

$$f_s = -\frac{274446}{82420} = -3.33 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_i = \frac{274446}{102672} = 2.67 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo por asfalto

$$f_s = -\frac{1485000}{408216} = -3.64 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_i = \frac{1485000}{164202} = 9.04 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo por parapeto

$$f_s = -\frac{2840000}{408216} = -6.96 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_i = \frac{2840000}{164202} = 17.30 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo por carga viva

$$f_s = -\frac{9180616.72}{408216} = -22.49 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_i = \frac{9180616.72}{164202} = 55.91 \text{ kg/cm}^2$$

Suma de esfuerzos

$$f_s = 48.23 - 52.84 - 45.86 - 3.33 - 3.64 - 6.96 - 22.49$$

$$f_s = -86.88 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_i = -134.48 + 42.41 + 36.82 + 2.67 + 9.04 + 17.3 + 55.91$$

$$f_i = 29.68 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzos permisibles en el concreto

De acuerdo a la tabla 4.4, los esfuerzos permisibles son los siguientes:

Compresión:

$$0.6\phi_{\omega} f'c = 0.6 * 1.0 * 350 = 210 \text{ kg/cm}^2 (-)$$

Tensión:

$$1.6\sqrt{f'c} = 1.6 * \sqrt{350} = 29.93 \text{ kg/cm}^2$$

Comparando los esfuerzos actuantes con los permisibles en la tabla ED 4.6, se tiene:

Tabla ED 4.6 Comparación de esfuerzos en la etapa final

Comparación de esfuerzos			
Fibra	Σ E. Actuantes	E. Permisibles	¿Cumple?
Superior	-86.88 kg/cm ²	-210.00 kg/cm ²	SI
Inferior	29.68 kg/cm ²	29.93 kg/cm ²	SI

Al comparar esfuerzos, se aprecia que los actuantes se encuentran dentro de los límites permisibles. A reserva de calcular y revisar esfuerzos en alguna etapa intermedia a la inicial y final, se puede concluir que el diseño cumple con los límites establecidos por las normas AASHTO (LRFD, 2012).

IV.7.5.3 Etapa intermedia

La etapa considerada como intermedia es donde el elemento está sometido a todas las cargas muertas sin carga viva. Siendo así, la revisión de esfuerzos se hace con la sumatoria de esfuerzos determinados para la etapa final sin considerar los correspondientes a la carga viva y posteriormente compararlos con los permisibles.

Suma de esfuerzos

$$f_s = 48.23 - 52.84 - 45.86 - 3.33 - 3.64 - 6.96 = -64.39 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_i = -134.48 + 42.41 + 36.82 + 2.67 + 9.04 + 17.3 = -26.23 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzos permisibles en el concreto

De acuerdo a la tabla 4.4, los esfuerzos permisibles para la etapa intermedia son los siguientes:

Compresión:

$$0.45 f'c = 0.45 * 350 = -157.50 \text{ kg/cm}^2 (-)$$

Comparando los esfuerzos actuantes con los permisibles en la tabla ED 4.7, se tiene:



Tabla ED 4.7 Comparación de esfuerzos en la etapa intermedia

Comparación de esfuerzos			
Fibra	Σ E. Actuantes	E. Permisibles	¿Cumple?
Superior	-62.20 kg/cm ²	-157.50 kg/cm ²	SI
Inferior	-27.71 kg/cm ²	-157.50 kg/cm ²	SI

De la tabla ED 4.7 se concluye que los esfuerzos del elemento en la etapa intermedia se aceptan ya que no sobrepasan los límites del reglamento.

En general los esfuerzos actuantes en cada una de las etapas del elemento se encuentran dentro de los esfuerzos permisibles establecidos por el LRFD 2012.

A continuación se presenta el diseño en forma de reporte.

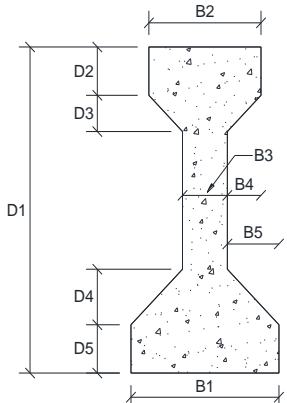
	Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo Facultad de Ingeniería Civil Diseño de trabe de orilla, pretensada tipo AASHTO III PIC. Uriel Galván Carrillo	
-----------------------------------------------------------------------------------	--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	-------------------------------------------------------------------------------------

Propiedades de los materiales						
$f'c$ trabe	350 kg/cm ²	E_c trabe	NTC 2004	248475 kg/cm ²	PV conc.	2400 kg/m ³
$f'c$ losa	250 kg/cm ²	E_c losa	NTC 2004	221359 kg/cm ²	n concts.	0.85

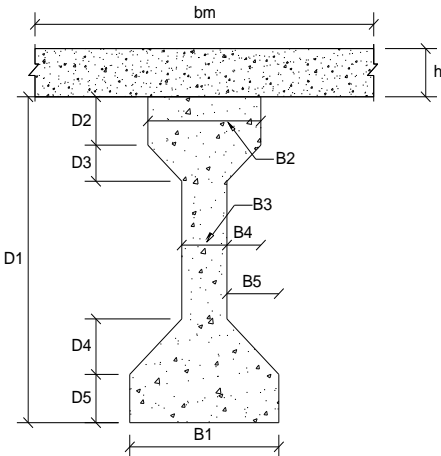
Dimensiones, relaciones y propiedades de la sección "I" simple y compuesta

Trabe de orilla			
Separación entre traveses	150 cm	Voladizo	100 cm

Sección simple



Sección compuesta



Dimensiones			
$D1$	115 cm	$B1$	56 cm
$D2$	18 cm	$B2$	40 cm
$D3$	9 cm	$B3$	18 cm
$D4$	20 cm	$B4$	11 cm
$D5$	18 cm	$B5$	19 cm
h	18 cm	bm	148 cm

Relaciones	
b/tf_{sup}	2.22
b/tf_{inf}	3.11
d/tw	2.78
$\lambda\omega_{max}$	3.11
$\Phi\omega$	1.00

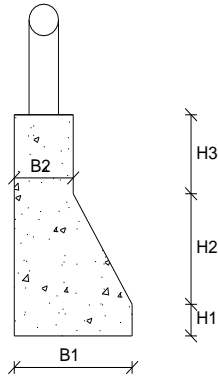
AASHTO LRFD 2012 5.7.4.7.2c

Propiedades							
Sección	A_g (cm ²)	Y_i (cm)	c_i (cm)	c_s (cm)	I (cm ⁴)	S_i (cm)	S_s (cm)
Simple	3629	51.21	51.21	63.79	5257698	102672	82420
Compuesta	6291	82.01	82.01	32.99	13466434	164202	408216



Elementos adicionales

Parapeto

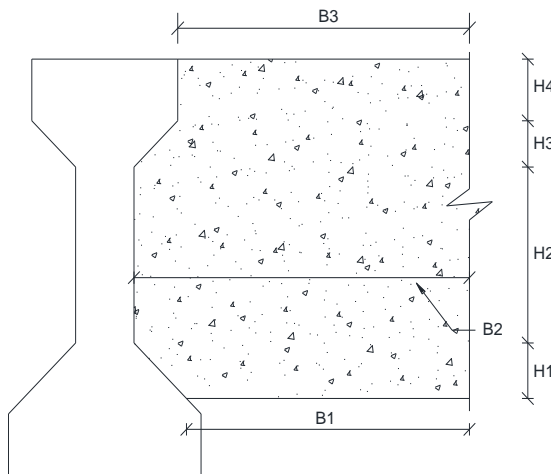


Dimensiones	
B1	40 cm
B2	20 cm
H1	10 cm
H2	35 cm
H3	25 cm

Área conc.	0.195 m ²
PV conc.	2400 kg/m ³
w conc.	0.468 t/m
w barandal	0.100 t/m
w	0.568 t/m

Nota: El parapeto tendrá una altura de 1.05 m como máximo, incluyendo el barandal.

Diafragma



Dimensiones	
B1	42.25 cm
B2	66.00 cm
B3	55.00 cm
H1	15.00 cm
H2	50.00 cm
H3	9.00 cm
H4	18.00 cm
ANCHO	30.00 cm

Área conc.	0.572 m ²
Vol. Conc.	0.172 m ³
PV conc.	2400 kg/m ³
P diaf.	0.412 t
No. Diafs.	2
Separación	6.67 m

Nota: El diafragma va desde cinco centímetros por encima del patín inferior hasta la cima del patín superior y solo se considera el diafragma equivalente a la mitad de la separación entre traveses, debido a que se trata de una trabe de orilla.



Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo
 Facultad de Ingeniería Civil
 Diseño de trabe de orilla, pretensada tipo AASHTO III
 PIC. Uriel Galván Carrillo



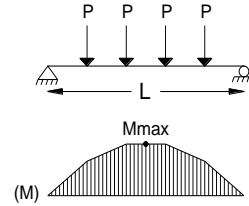
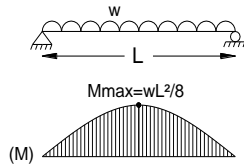
Solicitaciones

Claro	20.00 m
-------	---------

Momentos flexionantes por cargas muertas

Elemento	w	Mmax
Trabe	0.871 t/m	43.548 t-m
Losa	0.756 t/m	37.800 t-m
Asfalto	0.297 t/m	14.850 t-m
Parapeto	0.568 t/m	28.400 t-m

Diafragma	
P diaf.	0.412 t
No. Diafs.	2
Separación	6.67 m
Mmax	2.744 t-m

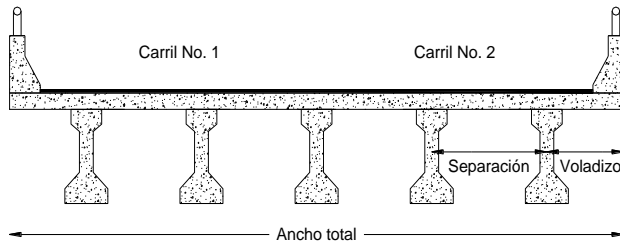


Nota: Los momentos por carga muerta se calculan para una viga simplemente apoyada con carga uniformemente distribuida a excepción del diafragma donde se consideran el número de diafragmas como cargas puntuales.

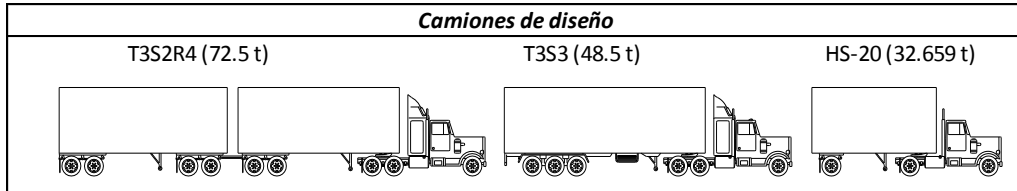
Momento flexionante por carga viva

Calzada

Ancho total	8.00 m
No. Carriles	2
No. Traveses	5
Separación	150.00 cm
Voladizo	100.00 cm



Camiones de diseño



Carril	Vehículo	Momento	FD	Momento*FD
1	T3S2R4	170.503 t-m	0.480	81.842 t-m
2	HS20	124.556 t-m	0.080	9.965 t-m
N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
			Mmax	91.806 t-m

Notas: Los momentos por carga viva se determinaron con modelos en SAP200. Con el método de Courbon se determinó la fracción de momento que le corresponde a la trabe de orilla por cada camión.



Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo
 Facultad de Ingeniería Civil
 Diseño de trabe de orilla, pretensada tipo AASHTO III
 PIC. Uriel Galván Carrillo



Detalle del acero de presfuerzo

ϕ torón	1.27 cm
A/torón	0.99 cm ²

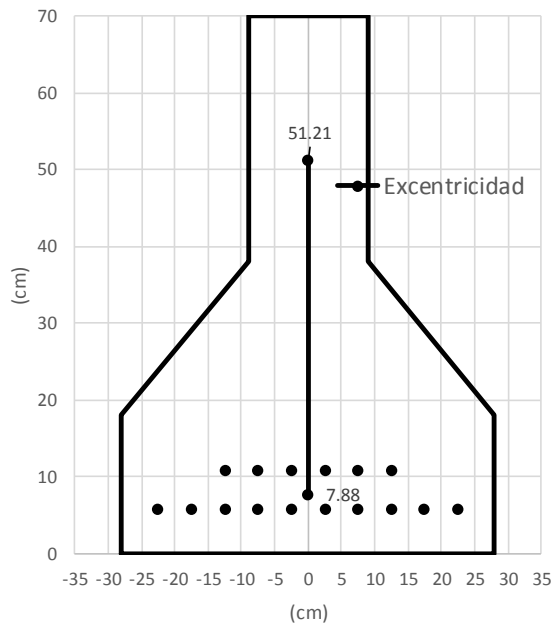
Separación tor. (c. a. c) AASHTO LRFD 2012 5.10.3.3.1	5.00 cm
Recubrimiento lateral	4.87 cm
Recubrimiento inferior AASHTO LRFD 2012 5.12.3	5.37 cm

f_{pu} - Esfuerzo de ruptura del acero de presfuerzo	19000.00 kg/cm ²
f_{pi} - Esfuerzo en el acero de presfuerzo inmediatamente antes de la $f_{pi}=0.75f_{pu}$ AASHTO LRFD 2012 5.9.3-1	14250.00 kg/cm ²
P_i - Carga de presfuerzo inmediatamente antes de la transferencia	225036.00 kg

No. Lecho	No. Max. Tor./Lecho	No. Tor./Lecho	Área de torones	y
1	10	10	9.87 cm ²	6.00 cm
2	10	6	5.92 cm ²	11.00 cm
3	10	0		
4	8	0		
Σ		16	15.79 cm ²	

Centroide de la trabe	51.21 cm
Centroide del acero de presfuerzo	7.88 cm
e- Excentricidad	43.33 cm

Distribución de los torones en la trabe: AASHTO III



Nota: El acomodo de los torones se hará por lecho de abajo hacia arriba, el primer lecho se colocará a una altura de 6 cm medidos desde la base al centro del torón, respetando la separación entre torones y el recubrimiento, manteniendo siempre una distribución simétrica a partir de la vertical de la trabe.



Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo

Facultad de Ingeniería Civil

Diseño de trabe de orilla, pretensada tipo AASHTO III

PIC. Uriel Galván Carrillo



Pérdidas de presfuerzo

Pérdidas inmediatas

Pérdidas inmediatas	
Pérdidas por acortamiento elástico del concreto AASHTO LRFD 2012 C5.9.5.2.3a-1	$\Delta f_{pES} = \frac{A_{ps} f_{pbt} (I + e^2 A_g) - e M_g A_g}{A_{ps} (I + e^2 A_g) + \frac{A_g I E_{ci}}{E_p}}$
A_{ps} - Área del acero de presfuerzo	15.79 cm ²
f_{pbt} - Esfuerzo en el acero de presfuerzo inmediatamente antes de la transferencia	14250.00 kg/cm ²
I - Momento de inercia de la sección gruesa de concreto	5257697.79 cm ⁴
e - Excentricidad del presfuerzo al centro del claro	43.33 cm
A_g - Área gruesa de la sección simple	3629.00 cm ²
M_g - Momento al centro del claro debido al peso propio	4354800.00 kg-cm
E_{ci} - Módulo de elasticidad del concreto al momento de la transferencia	248475.35 kg/cm ²
E_p - Módulo de elasticidad del acero de presfuerzo	1960000.00 kg/cm ²
$A_{ps} f_{pbt} (I + e^2 A_g)$	$e M_g A_g$
2716694291003.44	684826956950.00
$A_{ps} (I + e^2 A_g)$	$A_g I E_{ci} / E_p$
190645213.40	2418854963.71
Δf_{pES} - Pérdidas por acortamiento elástico	
778.64 kg/cm²	

Pérdidas diferidas (dependientes del tiempo)

Pérdidas diferidas (dependientes del tiempo)	
Pérdidas dependientes del tiempo AASHTO LRFD 2012 5.9.5.3-1	$\Delta f_{pLT} = 10 \frac{f_{pi} A_{ps}}{A_g} \gamma_h \gamma_{st} + 843.68 \gamma_h \gamma_{st} + \Delta f_{pR}$
Factor de corrección por humedad en el aire AASHTO LRFD 2012 5.9.5.3-2	$\gamma_h = 1.7 - 0.01H$
Factor de corrección para una resistencia específica del concreto al momento de la transferencia del presfuerzo al elemento de concreto AASHTO LRFD	$\gamma_{st} = \frac{351.53}{(70.31 + f'ci)}$
Aproximación de pérdidas por relajación del acero	Δf_{pR}
f_{pi} - Esfuerzo en el acero de presfuerzo inmediatamente antes de la transferencia	14250.00 kg/cm ²
A_{ps} - Área del acero de presfuerzo	15.79 cm ²
A_g - Área gruesa de la sección compuesta	6291.24 cm ²
H - Promedio anual de humedad en el aire	70 %
$f'ci$ - Esfuerzo en el concreto inmediatamente antes de la transferencia	315.00 kg/cm ²
Tipo de acero	Baja relajación
γ_h	1
γ_{st}	0.91
$10(f_{pi} A_{ps} / A_g) \gamma_h \gamma_{st}$ - Pérdidas por flujo plástico del concreto	326.35 kg/cm ²
$843.68 \gamma_h \gamma_{st}$ - Pérdidas por contracción del concreto	769.73 kg/cm ²
Δf_{pR} - Pérdidas por relajación del acero	168.74 kg/cm ²
Δf_{pL} - Pérdidas dependientes del tiempo	1264.82 kg/cm²



Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo
 Facultad de Ingeniería Civil
 Diseño de trabe de orilla, pretensada tipo AASHTO III
 PIC. Uriel Galván Carrillo



Revisión de esfuerzos

**Etapa inicial: carga de presfuerzo y peso propio
 Después de pérdidas inmediatas**

f_j - Esfuerzo en el acero de presfuerzo después de pérdidas inmediatas	13471.36 kg/cm ²
P_j - Carga de presfuerzo después de pérdidas inmediatas	212739.68 kg

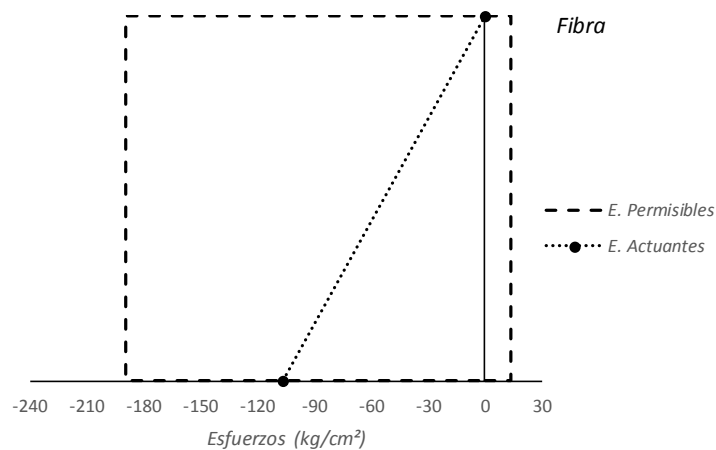
Convención	Compresión	Tensión
	(-)	(+)

Esfuerzos actuantes (kg/cm ²)		
P_j	$P_j * e$	PoPo
<i>Fibra superior</i>		
-58.62	111.85	-52.84
<i>Fibra inferior</i>		
-58.62	-89.79	42.41

Esfuerzos permisibles (kg/cm ²)		
Compresión AASHTO LRFD 2012 5.9.4.1.	$0.6 * f'_{ci}$	-189.00
Tensión AASHTO LRFD 2012 5.9.4.1.2-1 sin refuerzo	$0.8 * (f'_{ci})^{1/2}$	14.20
Tensión AASHTO LRFD 2012 5.9.4.1.2-1 con refuerzo	$2 * (f'_{ci})^{1/2}$	35.50

Comparación de esfuerzos				
Fibra	$\Sigma E. Actuantes$ (kg/cm ²)	¿Requiere refuerzo en zona de tensión?	E. Permisibles (kg/cm ²)	¿Cumple?
Superior	0.39	NO	14.20	SI
Inferior	-106.00		-189.00	SI

Distribución de esfuerzos





Revisión de esfuerzos

Etapa final: carga de presfuerzo, cargas muertas y carga viva
Despues de todas las pérdidas (inmediatas y dependientes del tiempo)

<i>f_e</i> - Esfuerzo en el acero de presfuerzo despues de todas las pérdidas	12206.54 kg/cm ²
<i>P_e</i> - Carga de presfuerzo despues de todas las pérdidas	192765.69 kg

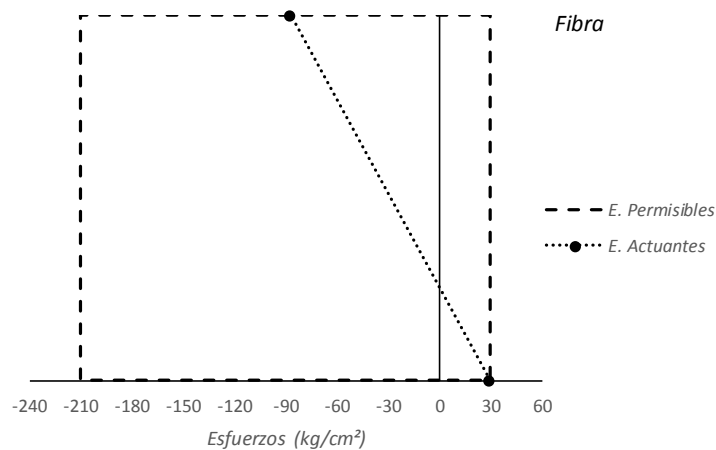
Convención	Compresión	Tensión
	(-)	(+)

Esfuerzos actuantes (kg/cm ²)							
<i>P_e</i>	<i>P_e*e</i>	<i>P_oP_o</i>	Losa	Diafragma	Asfalto	Parapeto	Carga Viva
<i>Fibra superior</i>							
-53.12	101.35	-52.84	-45.86	-3.33	-3.64	-6.96	-22.49
<i>Fibra inferior</i>							
-53.12	-81.36	42.41	36.82	2.67	9.04	17.30	55.91

Esfuerzos permisibles (kg/cm ²)		
Compresión AASHTO LRFD 2012 5.9.4.2.1-1	$0.6*\Phi\omega*f'c$	-210.00
Tensión AASHTO LRFD 2012 5.9.4.2.2-1 Condiciones corrosivas moderadas	$1.6*(f'c)^{1/2}$	29.93
Tensión AASHTO LRFD 2012 5.9.4.2.2-1 Condiciones muy corrosivas	$0.8*(f'c)^{1/2}$	14.97

Comparación de esfuerzos				
Fibra	$\Sigma E. Actuantes$ (kg/cm ²)	¿Condiciones corrosivas?	E. Permisibles (kg/cm ²)	¿Cumple?
Superior	-86.88		-210.00	SI
Inferior	29.68	Moderadas	29.93	SI

Distribución de esfuerzos





Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo
 Facultad de Ingeniería Civil
 Diseño de trabe de orilla, pretensada tipo AASHTO III
 PIC. Uriel Galván Carrillo



Revisión de esfuerzos

Etapa intermedia: carga de presfuerzo y cargas muertas
Después de todas las pérdidas (inmediatas y dependientes del tiempo)

<i>f_e</i> - Esfuerzo en el acero de presfuerzo después de todas las pérdidas	12206.54 kg/cm ²
<i>P_e</i> - Carga de presfuerzo después de todas las pérdidas	192765.69 kg

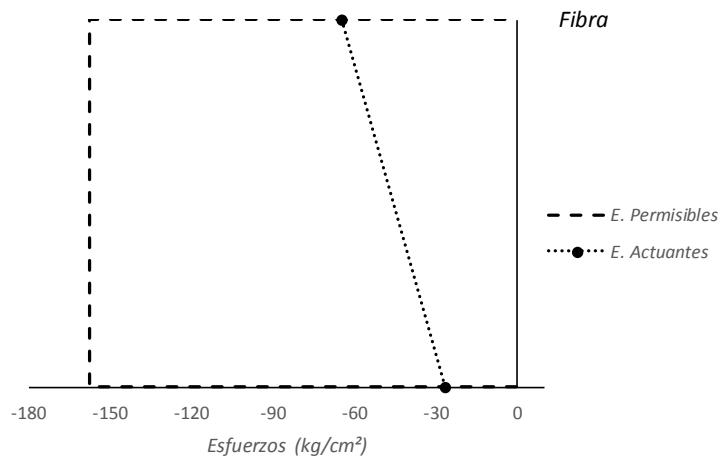
Convención	Compresión	Tensión
	(-)	(+)

Esfuerzos actuantes (kg/cm ²)						
<i>P_e</i>	<i>P_e*e</i>	<i>P_oP_o</i>	Losa	Diafragma	Asfalto	Parapeto
<i>Fibra superior</i>						
-53.12	101.35	-52.84	-45.86	-3.33	-3.64	-6.96
<i>Fibra inferior</i>						
-53.12	-81.36	42.41	36.82	2.67	9.04	17.30

Esfuerzos permisibles (kg/cm ²)		
Compresión AASHTO LRFD 5.9.4.2.1-1	$0.45*f'c$	-157.50

Comparación de esfuerzos			
Fibra	$\Sigma E. Actuantes$ (kg/cm ²)	<i>E. Permisibles</i> (kg/cm ²)	¿Cumple?
Superior	-64.39	-157.50	SI
Inferior	-26.23	-157.50	SI

Distribución de esfuerzos



Capítulo V. Figuras de resistencia de las trabes AASHTO III y IV

V.1 Consideraciones generales

Geometría de la sección transversal

De acuerdo con la información proporcionada en el capítulo II, características de puentes de longitud media, se establecieron tres anchos totales de puente: 8, 10 y 14.6 metros, con dos carriles para los primeros dos anchos uno por sentido y 4 carriles para el ancho de 14.6 metros, dos por sentido.

Se consideró una losa de concreto de 18 centímetros de espesor y una carpeta asfáltica de 10 centímetros.

Se consideró un parapeto a cada lado del puente y una barrera divisoria de sentidos de circulación en los puentes de 10 y 14.6 metros.

Carril de diseño

El ancho de carril tiene tres metros para todos los casos. En el carril más próximo a la trabe diseño (de orilla) se consideró el camión que produjo el momento más grande de entre el T3S2R4 y el T3S3, y para el o los carriles restantes se consideró el HS20.

Materiales

Concreto de 350 kg/cm² para la trabe y de 250 kg/cm² para la losa. El tensado se hace cuando la trabe alcance el 90% de su $f'c$ (315 kg/cm²).

El acero de presfuerzo: torones de baja relajación de ½ pulgada de diámetro, grado 270, con un módulo de elasticidad de 1,960,000 kg/cm² y un esfuerzo a la ruptura de 19,000 kg/cm².

Diseños

Se realizaron diseños considerando:

- Cada una de las dos traves
- Cada uno de los tres anchos de puente
- A cada 2.5 metros partiendo de un claro de 15 metros
- 3 posibles casos de volado: 1.0, 1.25 y 1.5 metros
- Cada posible número de traves procurando una separación máxima de 2.3 metros y mínima de 1.0 metros.

V.2 Resultados

Se generó una base de datos conformada por 544 diseños la cual cuenta con información como: ancho del puente, longitud del claro, trabe, número y separación de traves, volado, número de torones, momento último y porcentaje de pérdidas de presfuerzo.

Procesando la información se obtuvieron dos series de figuras: una primera serie que permite hacer diseños muy precisos para casos específicos y una segunda serie que permite hacer diseños de manera general.

En la primera serie, figura 1 a 18, donde se tiene definido la trabe, ancho total del puente y ancho del volado, se ingresa con la longitud del claro y el resultado es el número y separación de traves, y el número de torones.

Para la segunda serie, figura 19 a 22, en las figuras 19 a 21 se tiene definido únicamente el volado, se propone un número y separación de traves según el ancho del puente y se determina el momento último según el claro. Finalmente en la figura 22, se ingresa con el momento último y el resultado es el tipo de trabe y número de torones. En esta serie de figuras se puede presentar un error aproximado de $\pm 10\%$ en el número de torones.

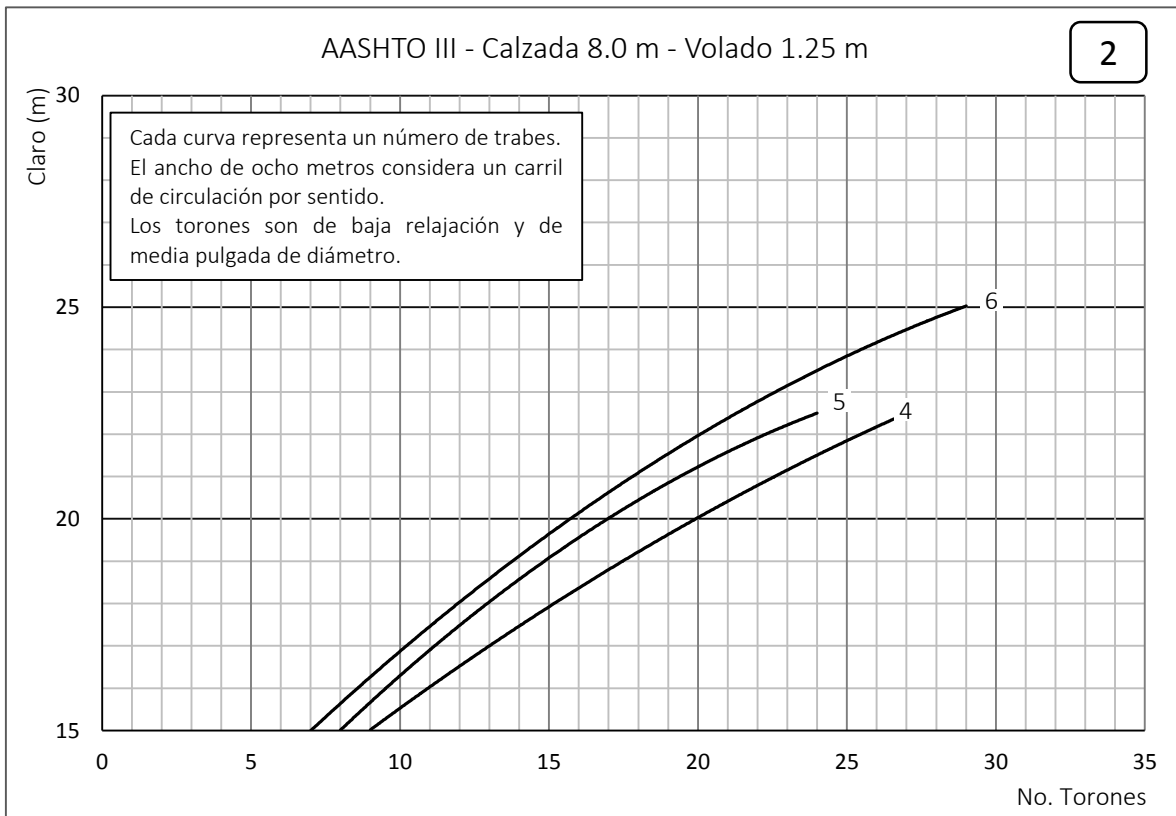
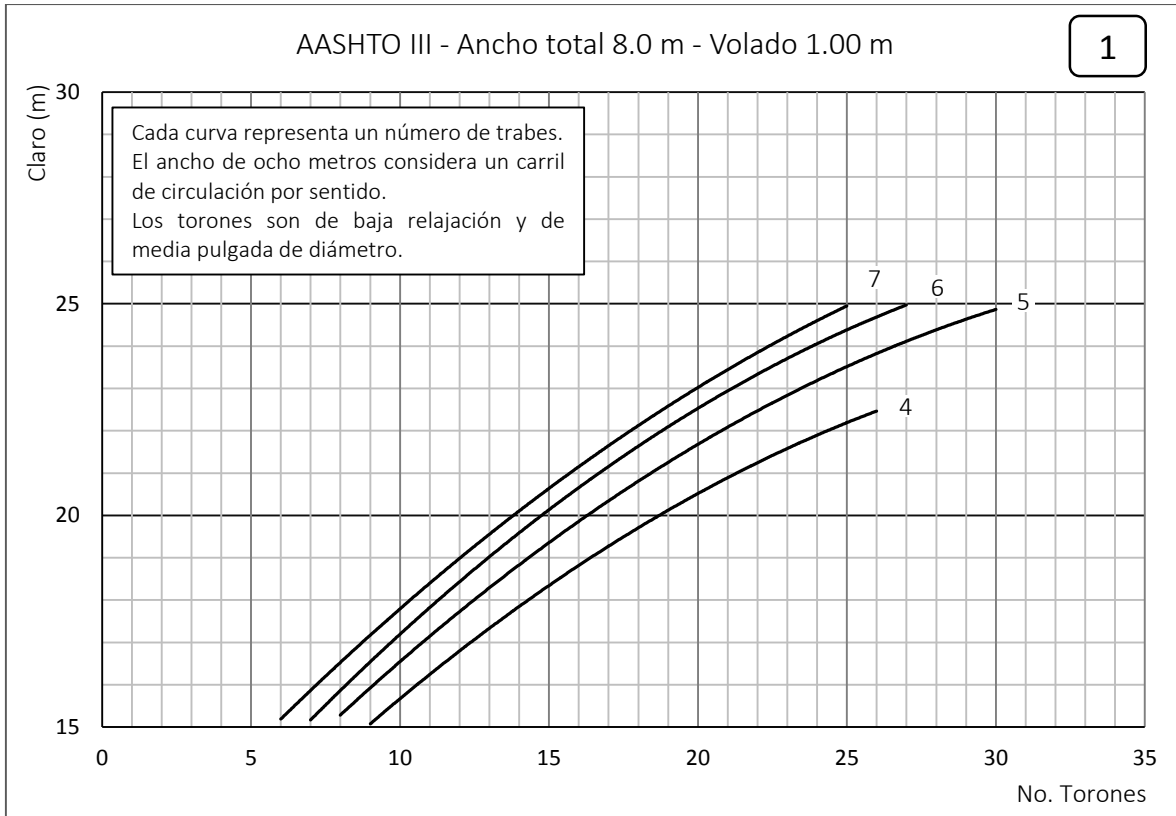
V.3 Figuras

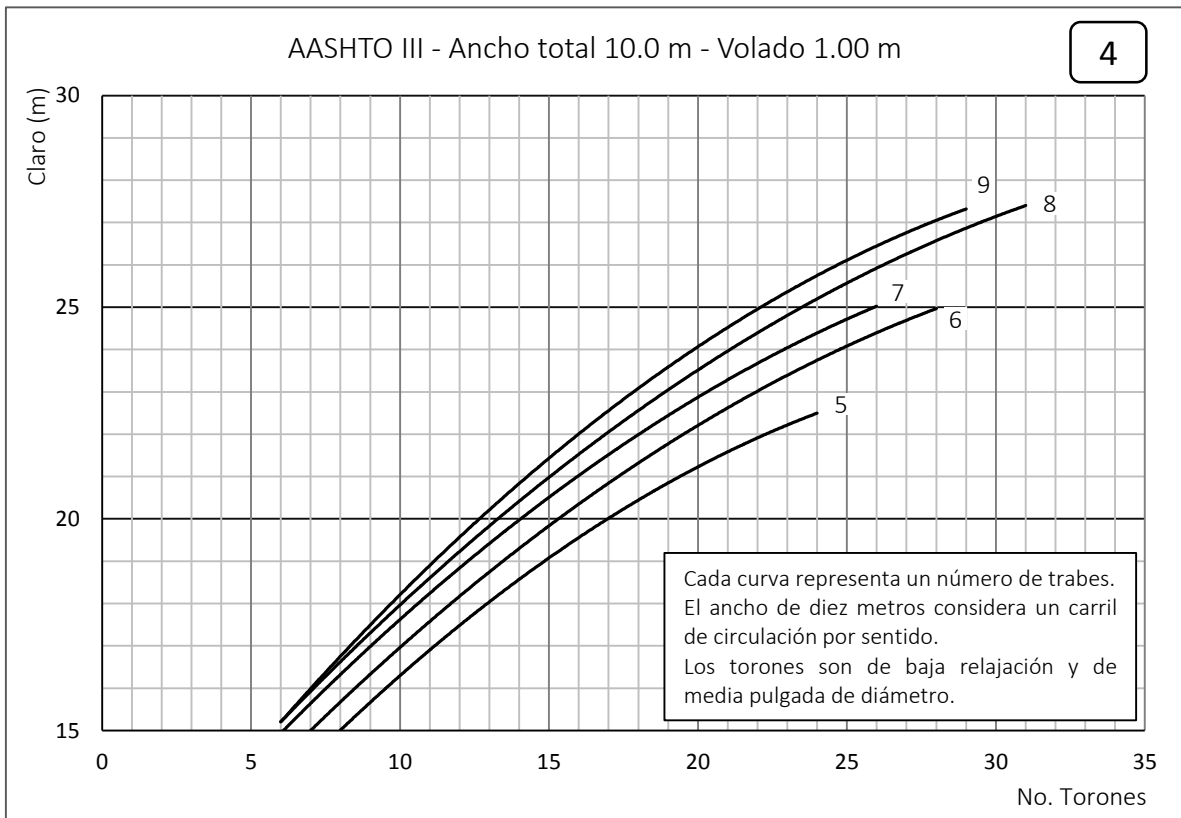
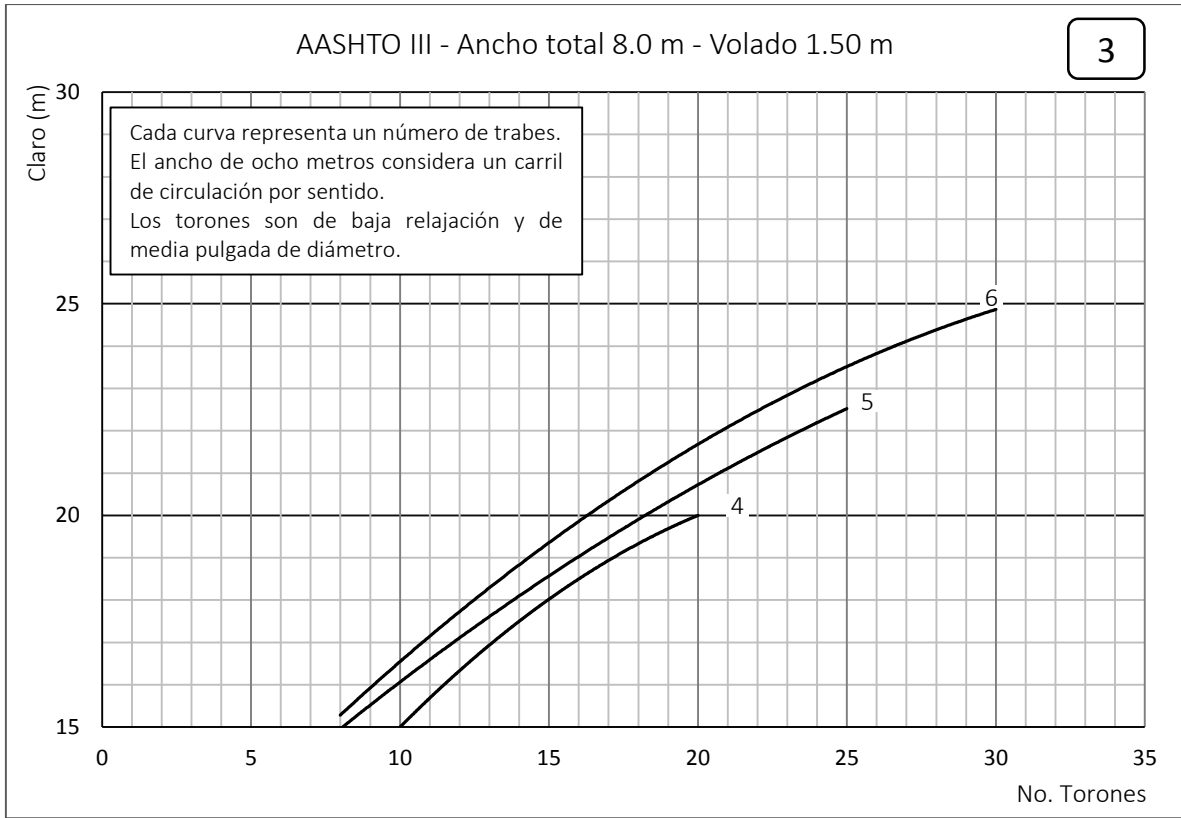
A continuación se presentan las figuras producto de procesar la información generada de los diseños. En todos los casos los torones utilizados son de 1/2 pulgada de diámetro. En las primeras nueve figuras se presenta el número de torones necesarios, como función del ancho total, claro del puente y longitud del voladizo, para la traves AASHTO tipo III. Por ejemplo, para un claro de 20 metros con un ancho total de 8 metros y volado de 1 metro de longitud (figura 1), se tendrían las siguientes opciones con trabe tipo III: 7 traves con 14 torones, 6 traves con 15 torones, 5 traves con 17 torones o 4 traves con 19 torones.

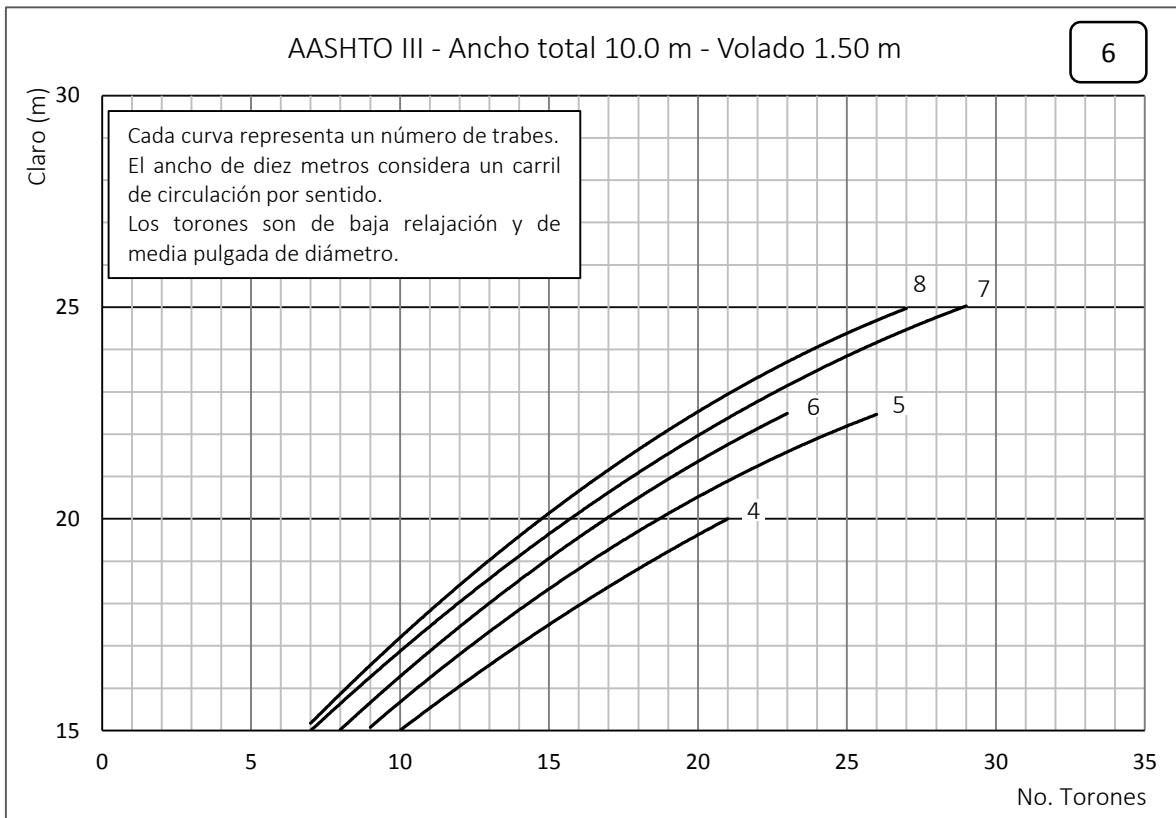
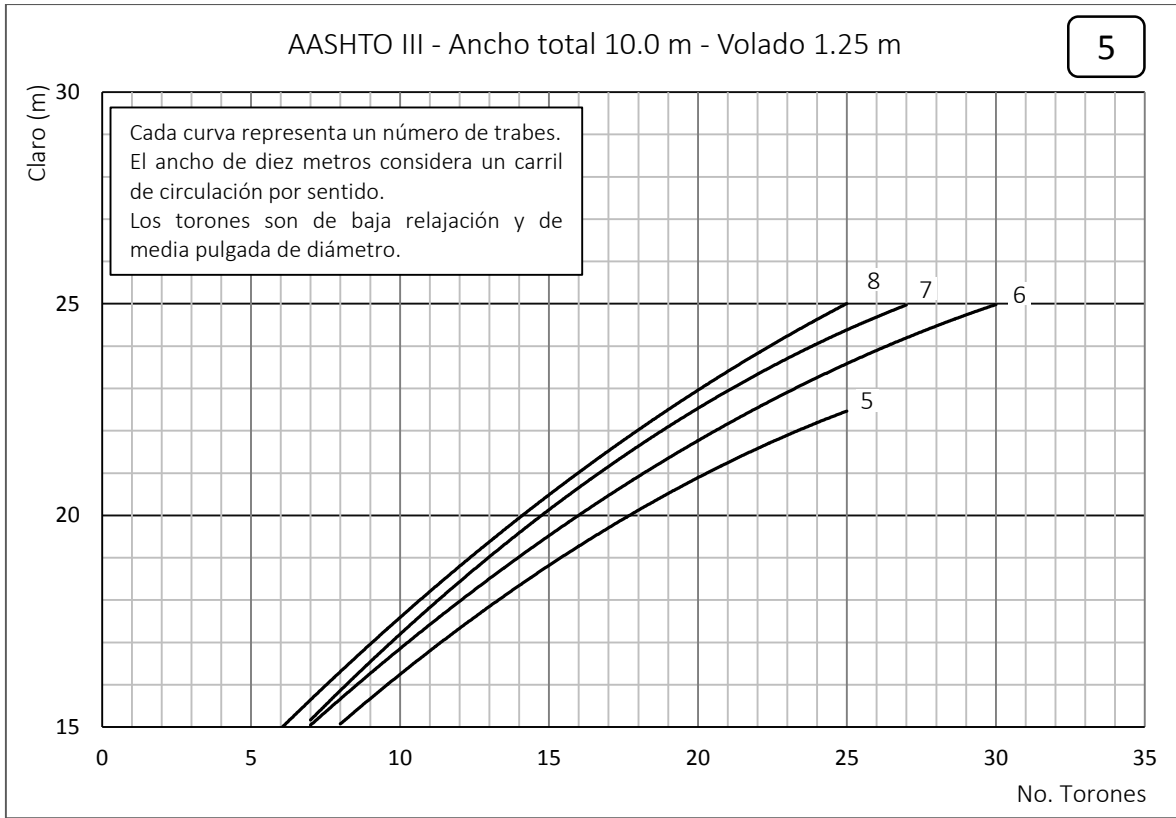
A continuación, las figuras 10 a 18 presentan la misma información anterior para las traves AASHTO tipo IV.

Las figuras 19 a 21 proporcionan el momento último máximo que se presenta en las traves como función del claro, separación entre traves y longitud del volado. Estas figuras pueden utilizarse conjuntamente con la figura 22 para determinar la trabe que se requiere y el número de torones. Por ejemplo si se desea diseñar una trabe de 30 metros de longitud, con un volado de 1.50 m y ancho total del puente de 8.50 metros, se procede como sigue: se propone el número de traves, cinco por ejemplo, con lo que la separación entre ellas resulta de $(8.50\text{m}-1.50*2)/4$ espacios = 1.38 metros. Entrando en la figura 21, se determina que el momento último es de 800 t-m, con este valor y la figura 22, se obtiene finalmente una trabe tipo IV con 40 torones de 1/2" (tres filas de 12 torones y una cuarta fila de 4 torones).

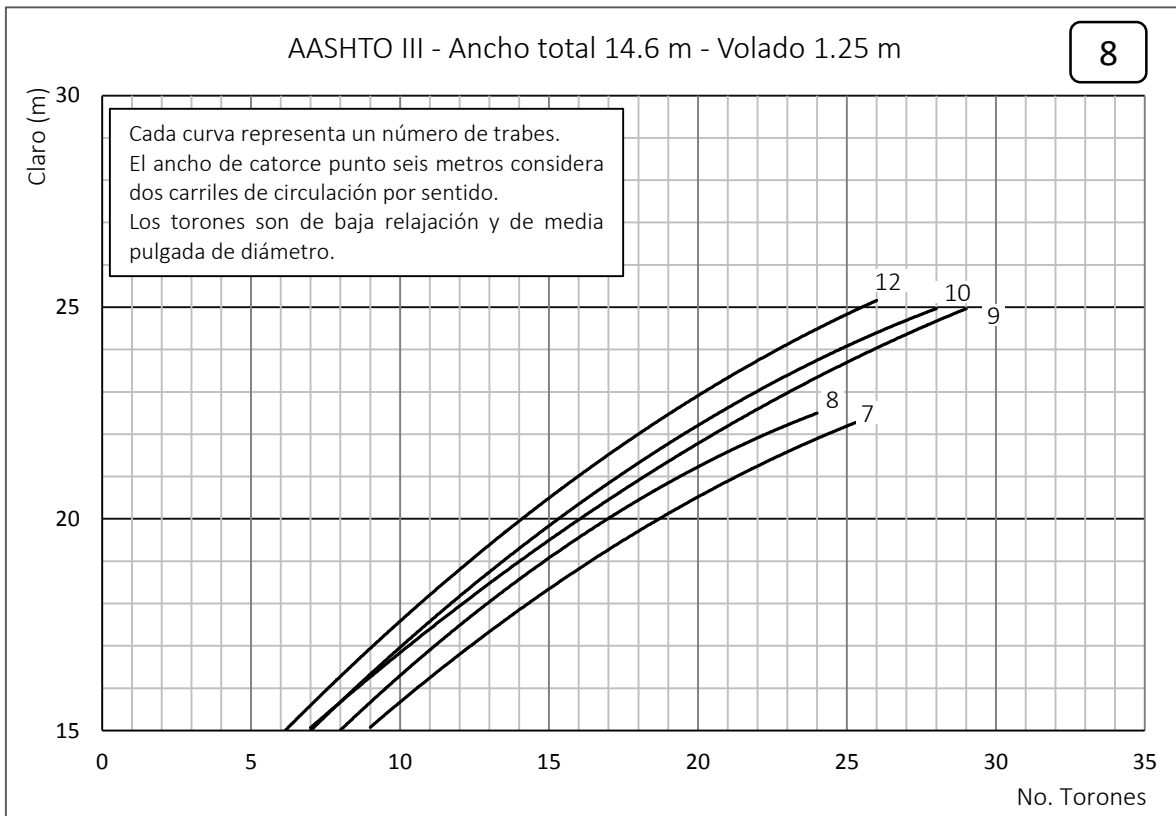
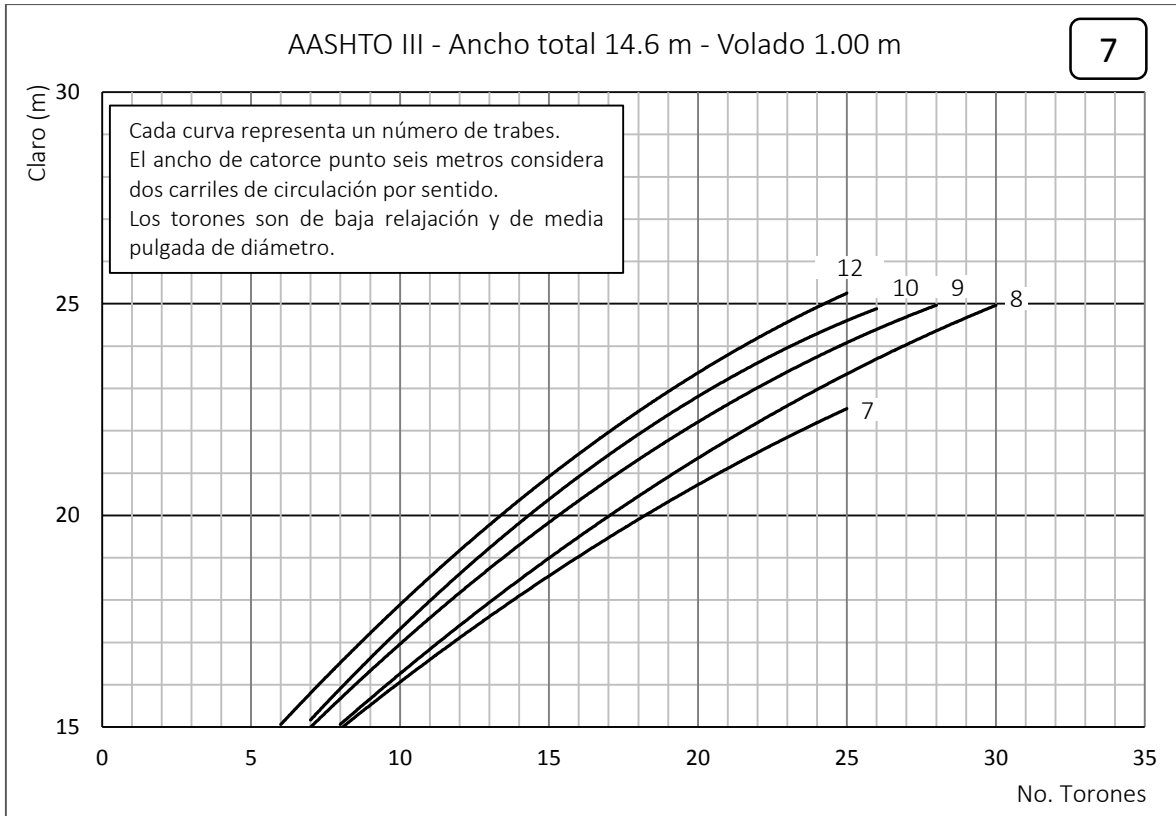
En todos los casos la distribución de torones será: 10 torones por lecho en la trabe AASHTO III, y 12 para la IV, separación centro a centro de 5 centímetros, primer lecho a una altura de 6 centímetros, máximo 38 y 47 torones para la trabe III y la IV respectivamente (4 lechos). Se procurará una distribución simétrica desde la vertical de la trabe.

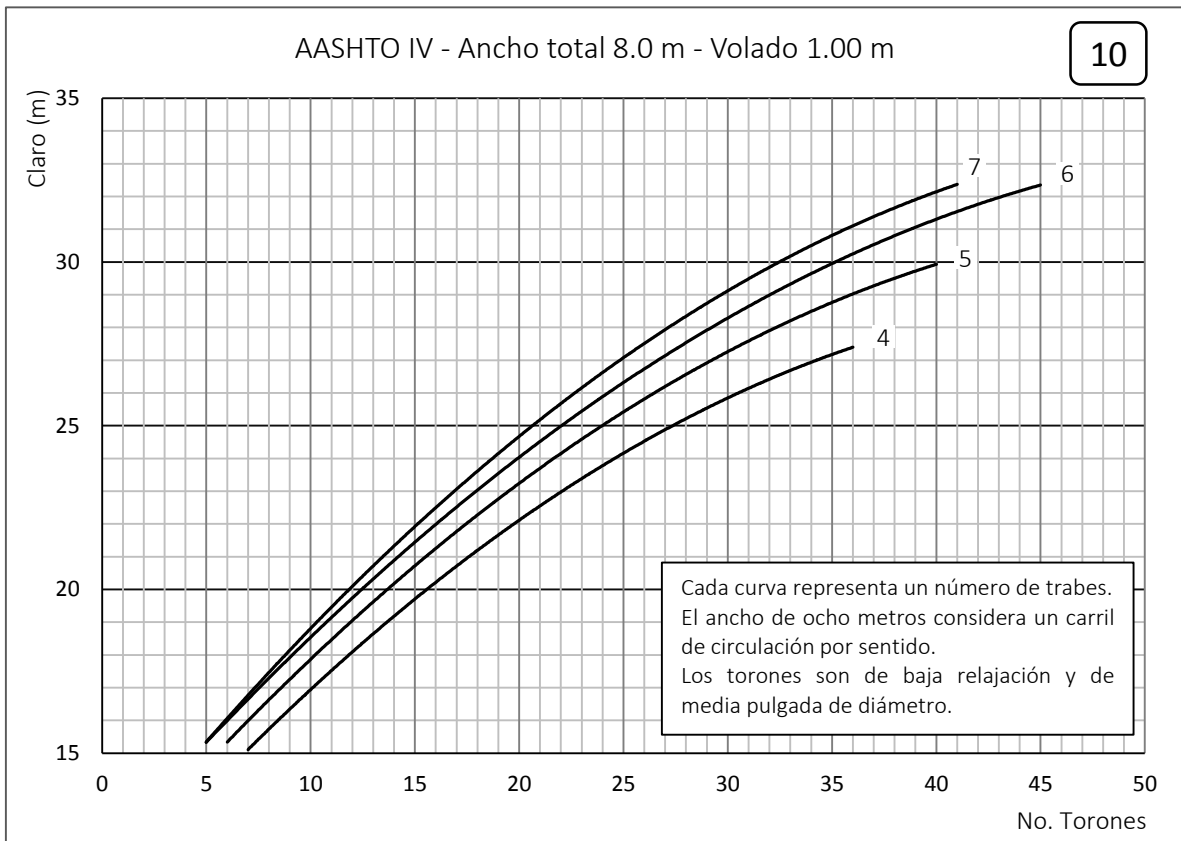
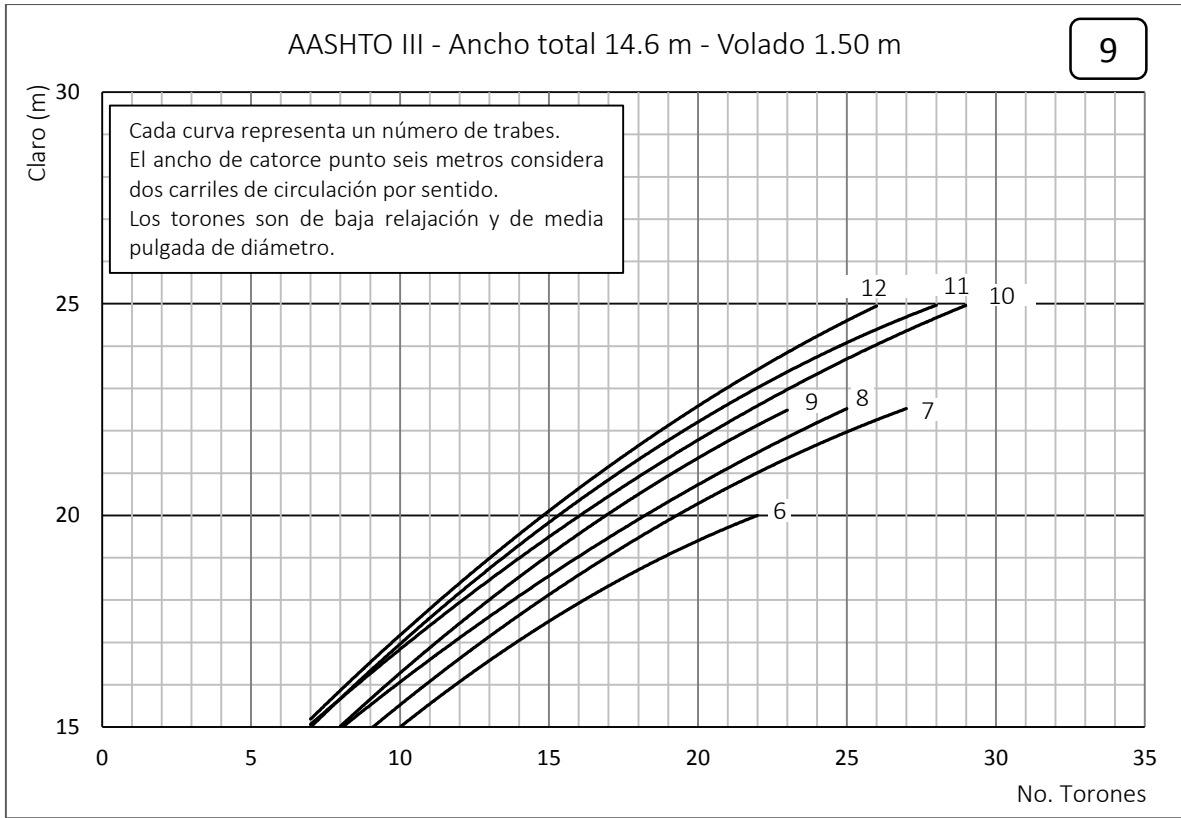


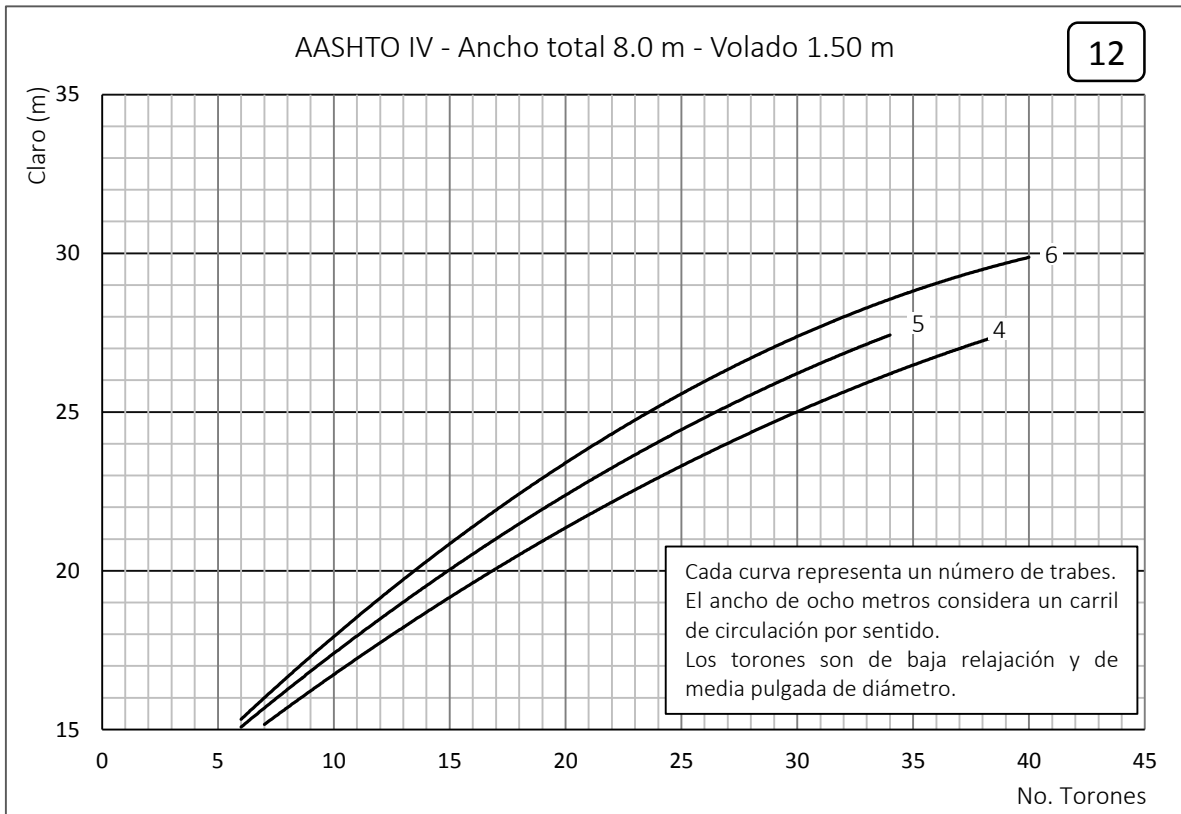
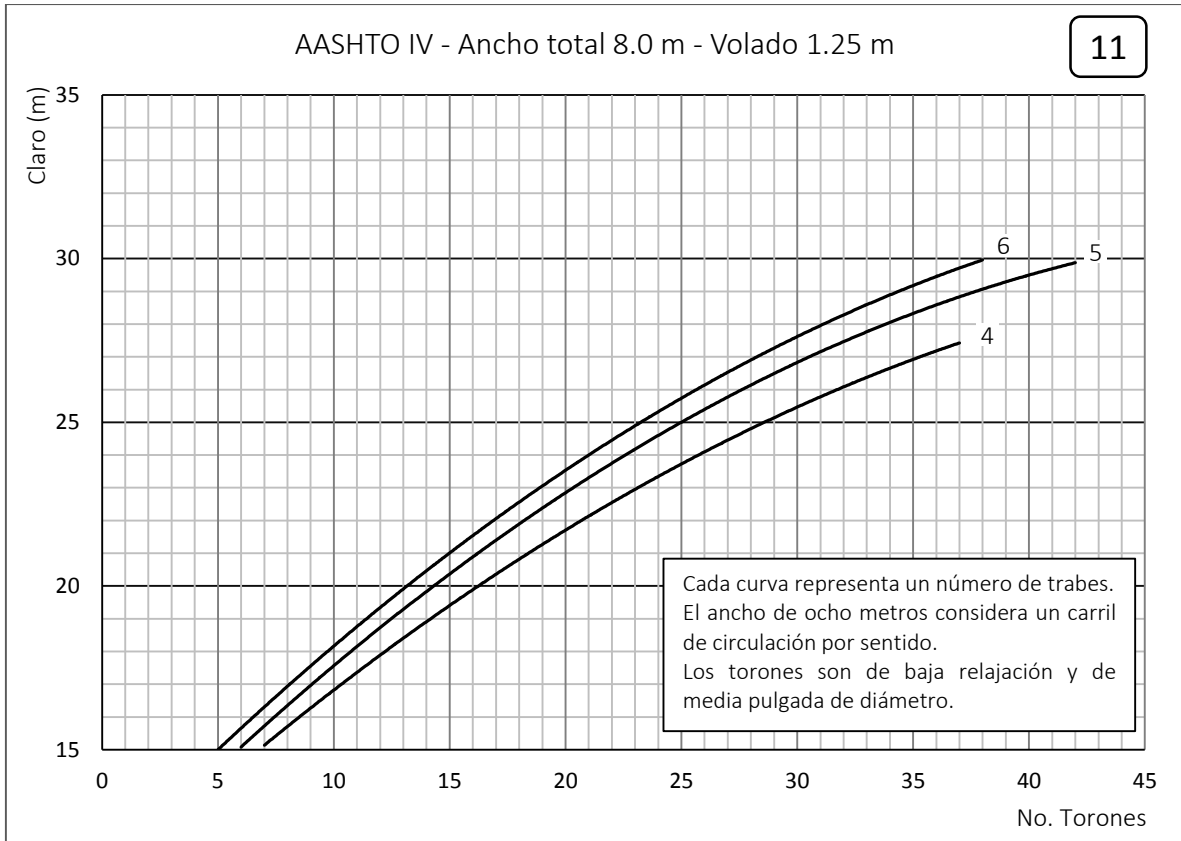


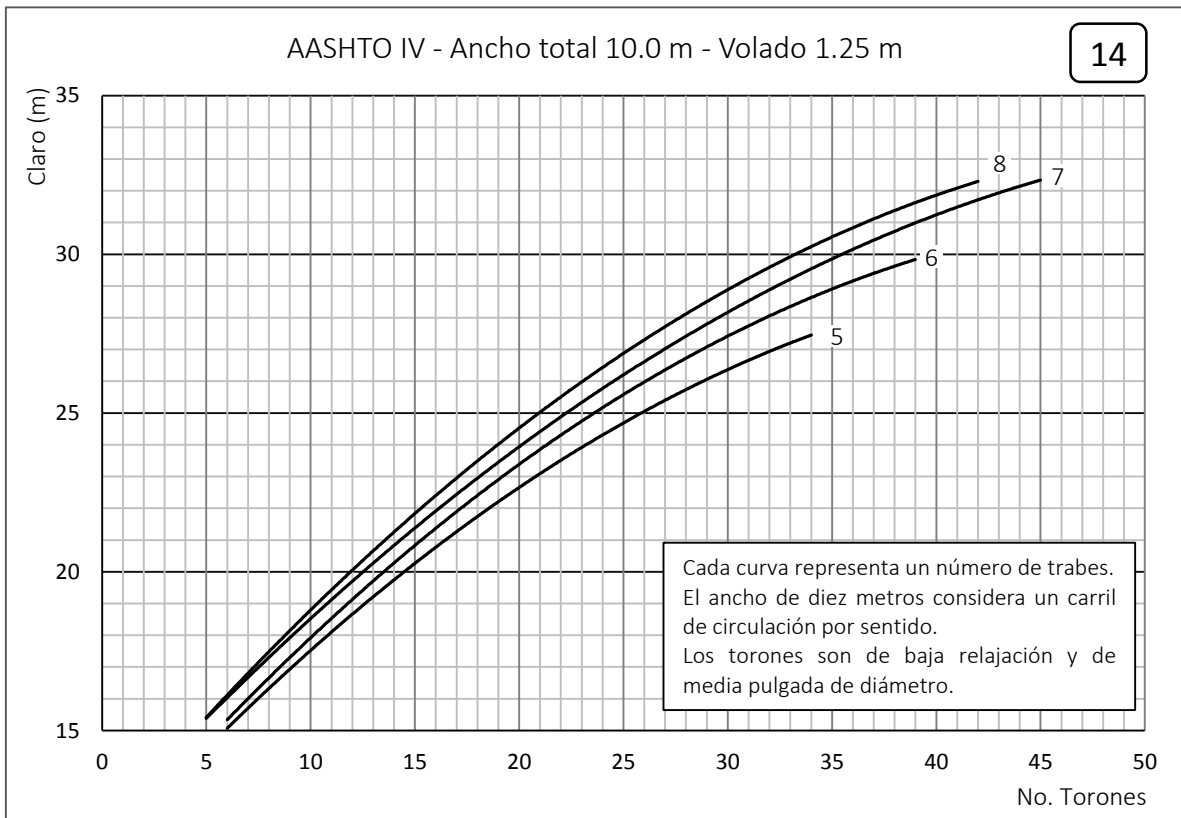
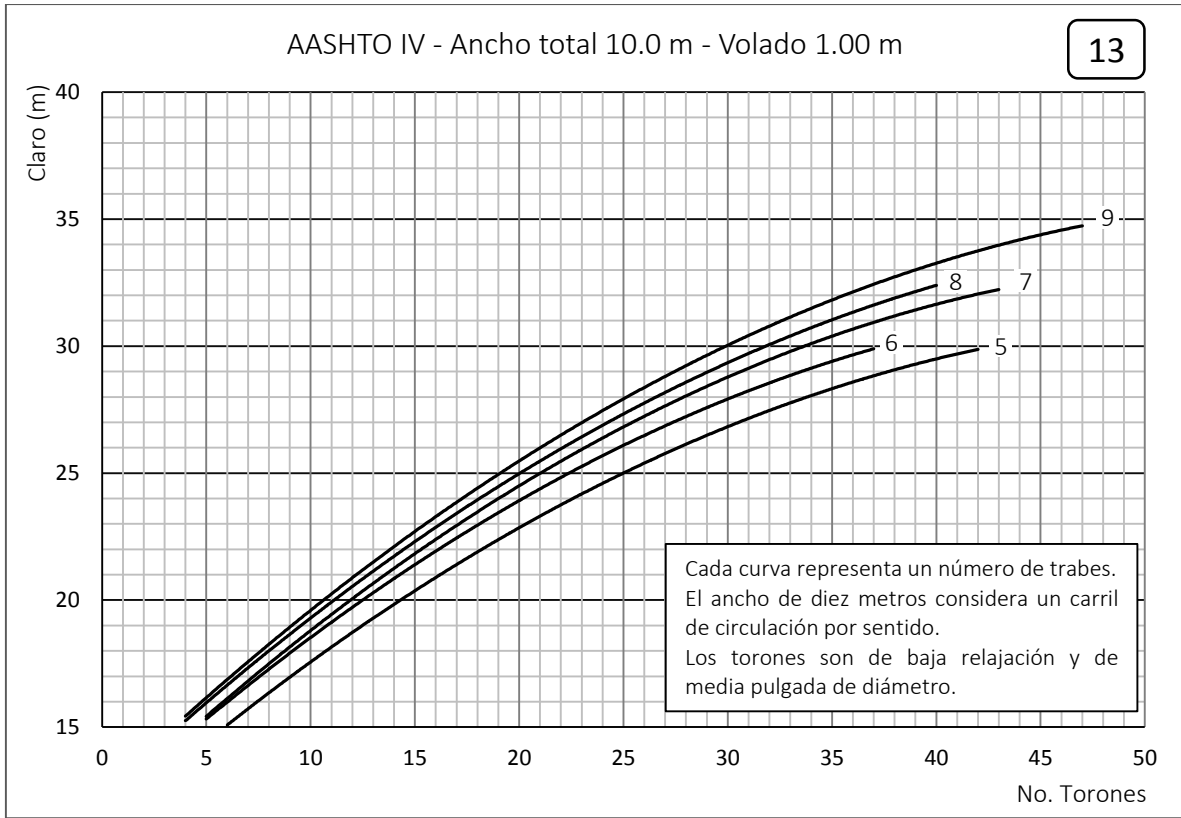


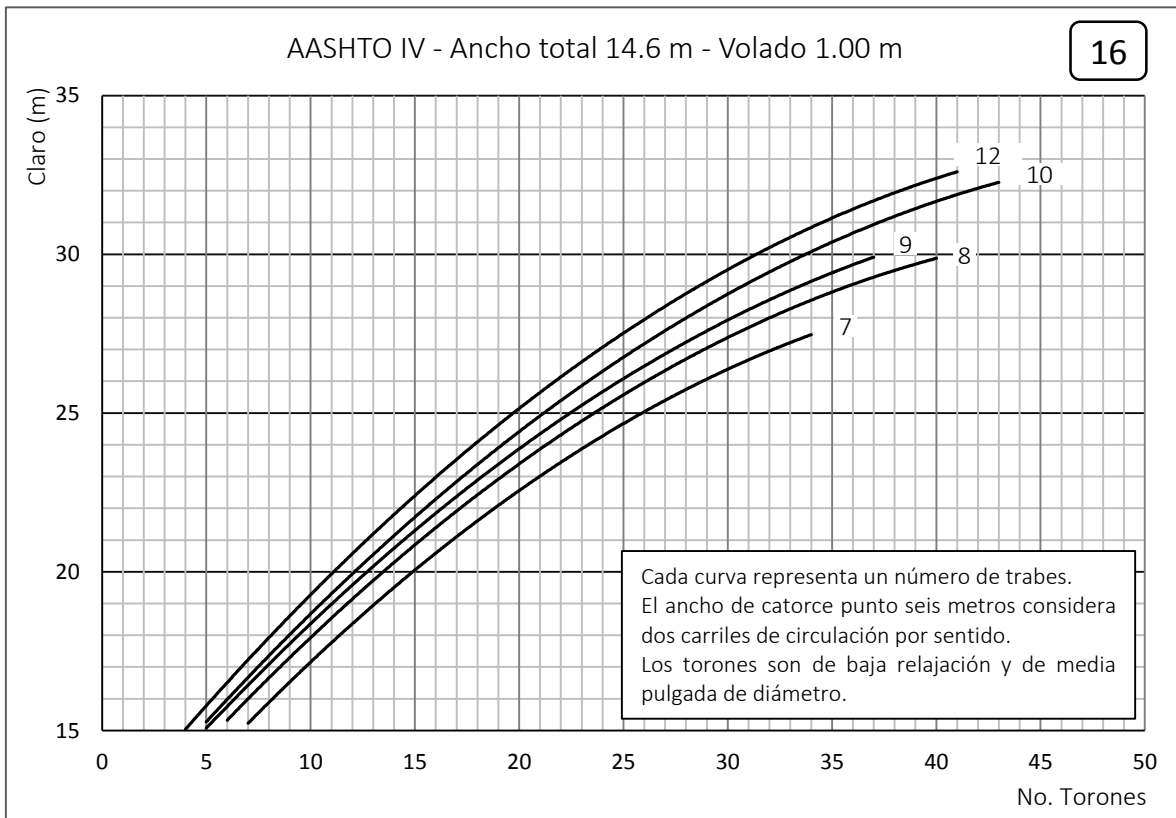
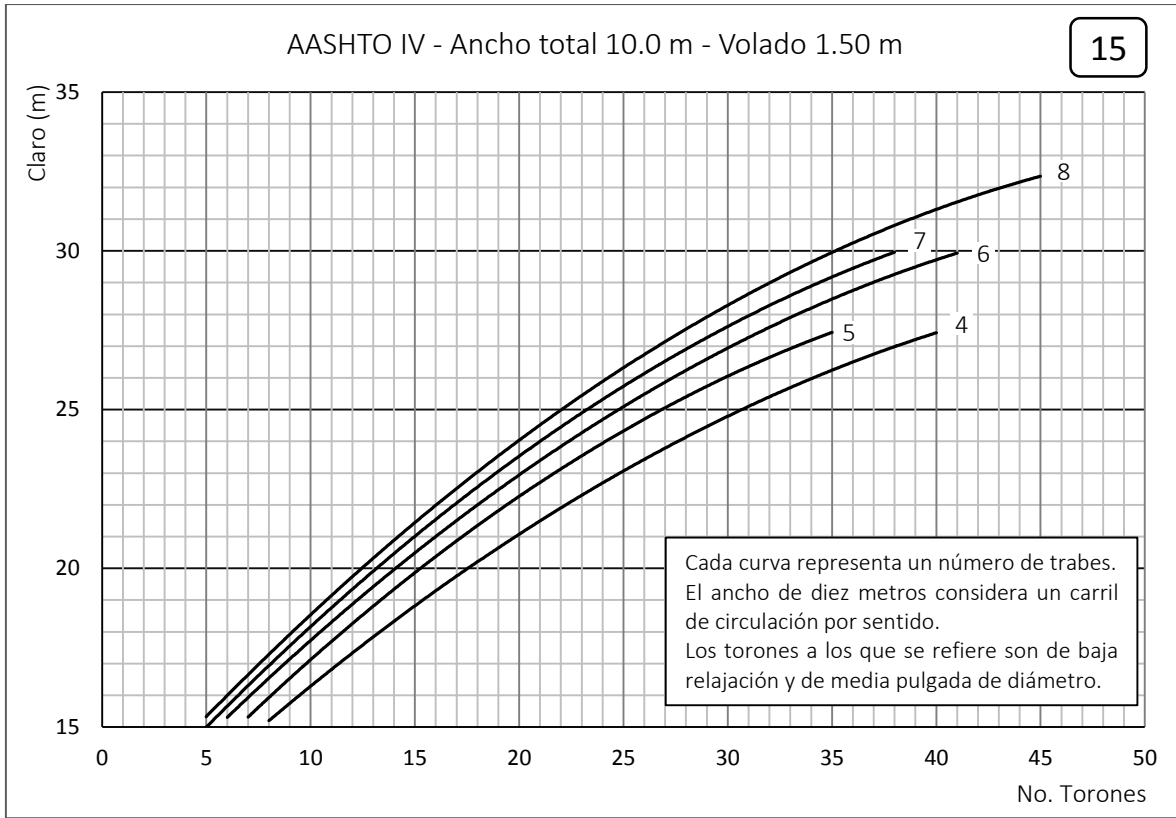
Figuras de resistencia de las traveses AASHTO III y IV | Uriel Galván carrillo

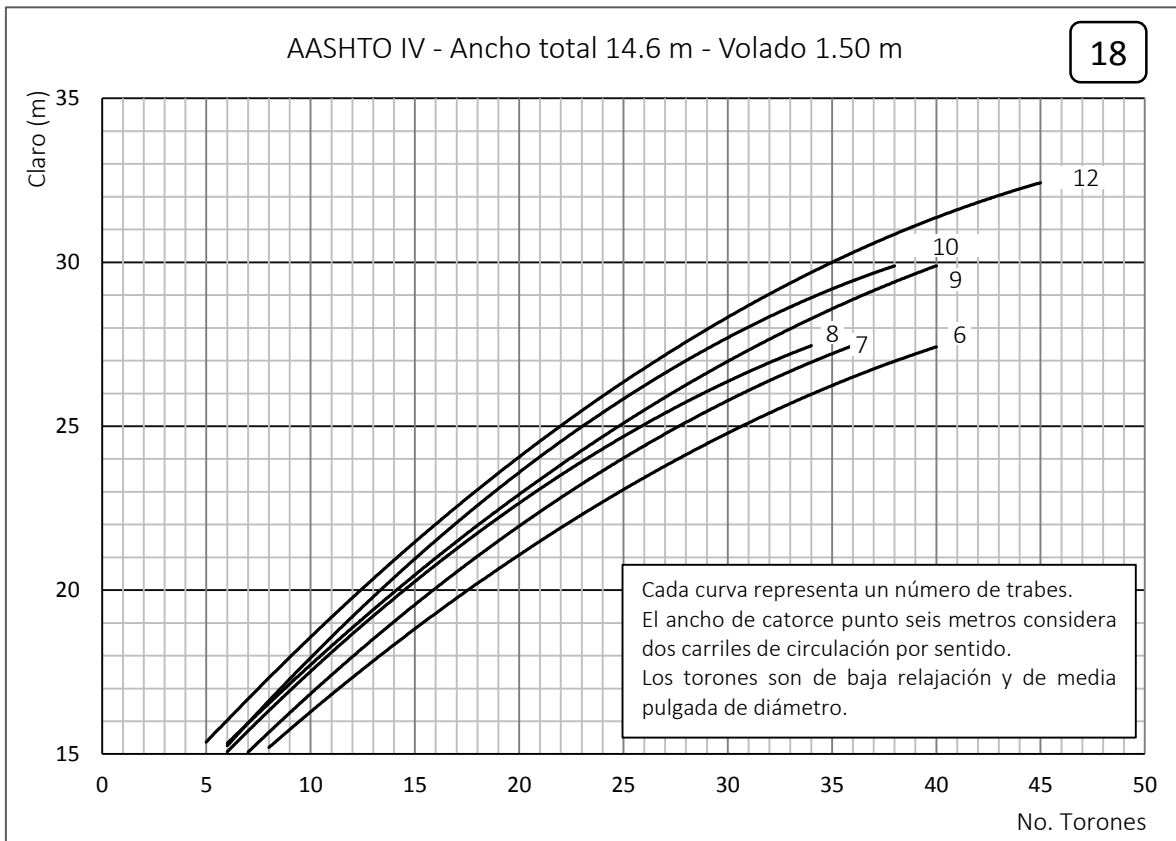
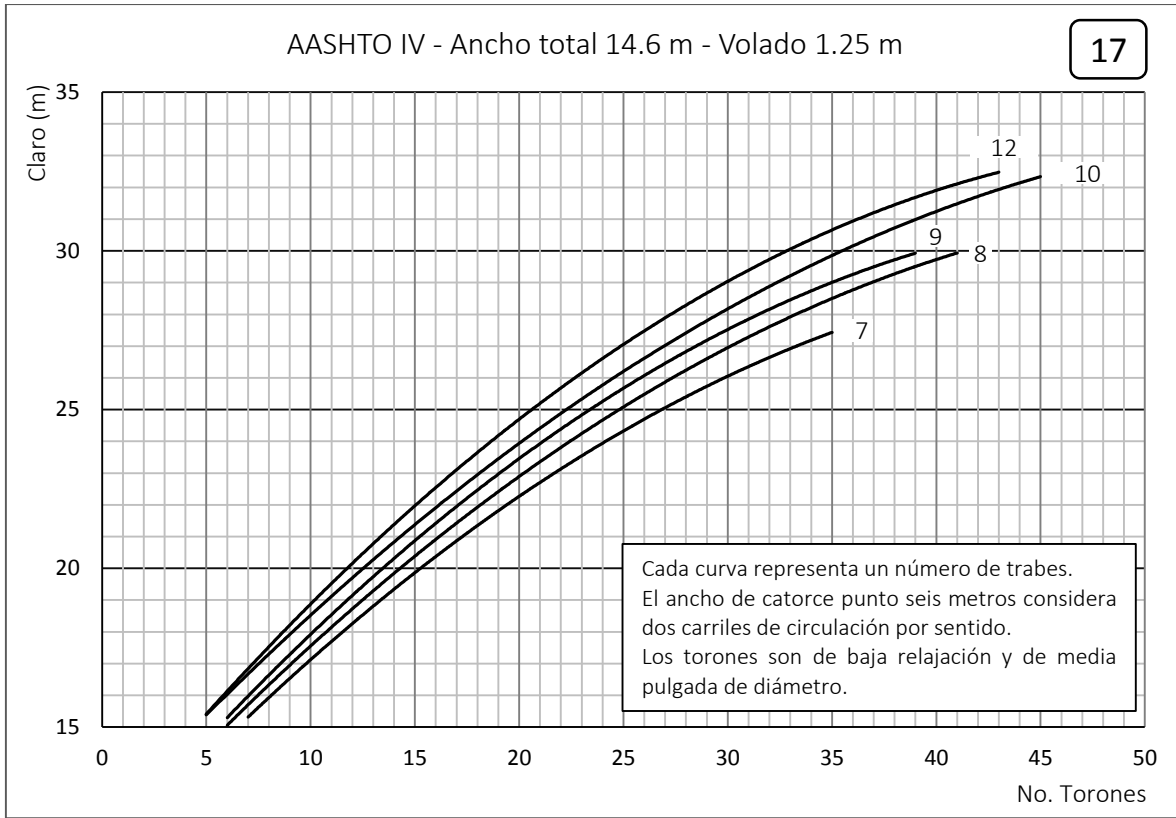


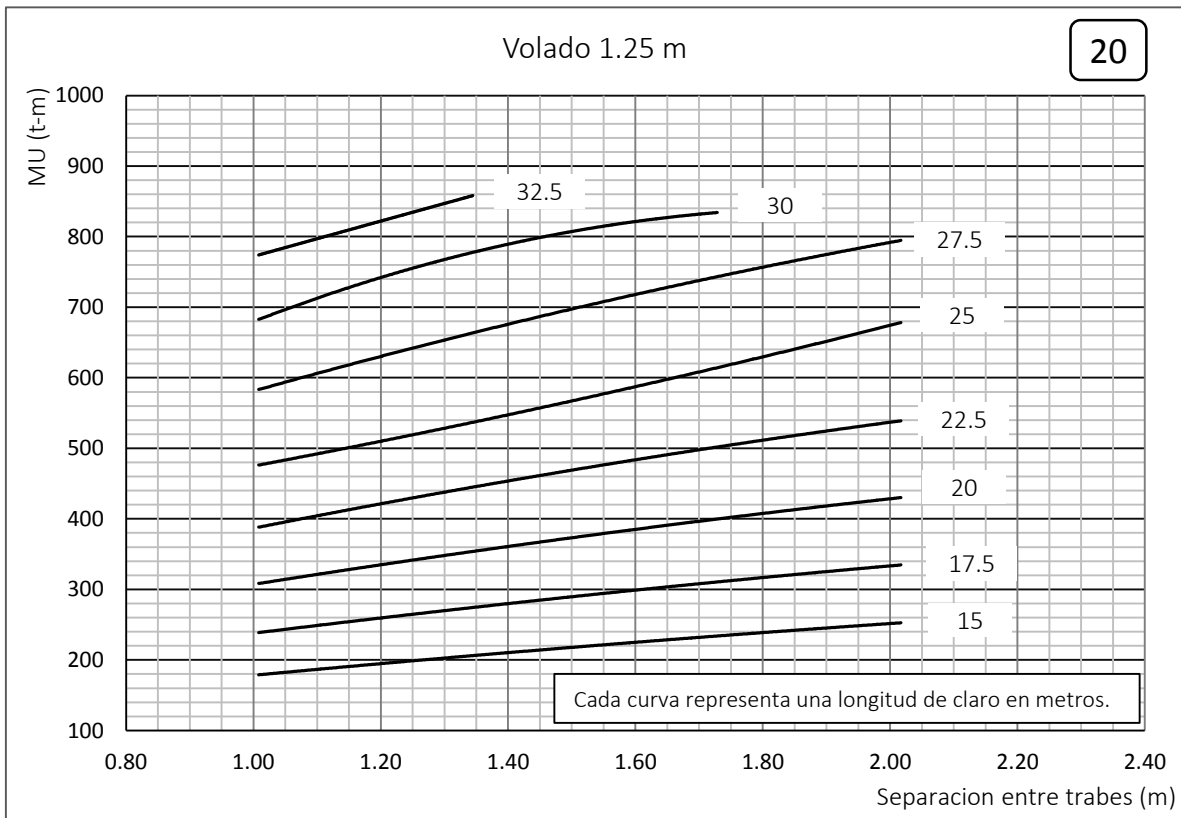
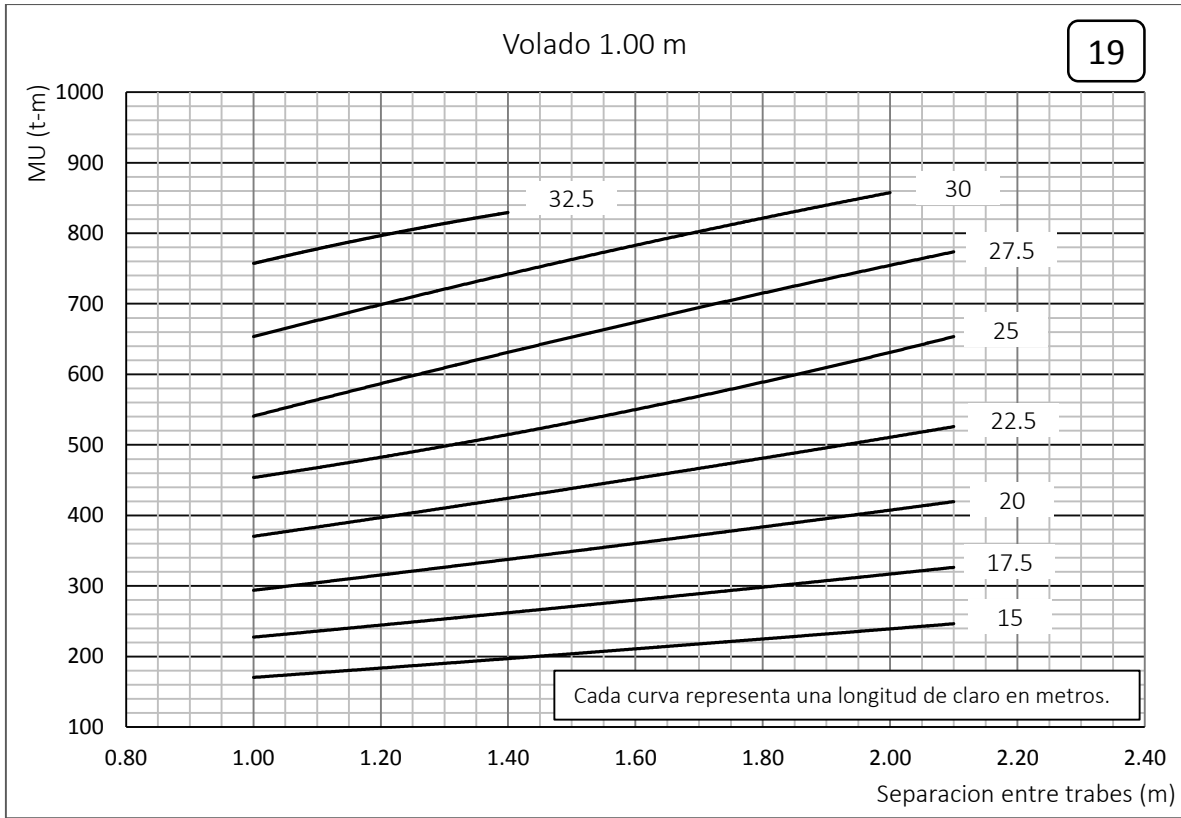


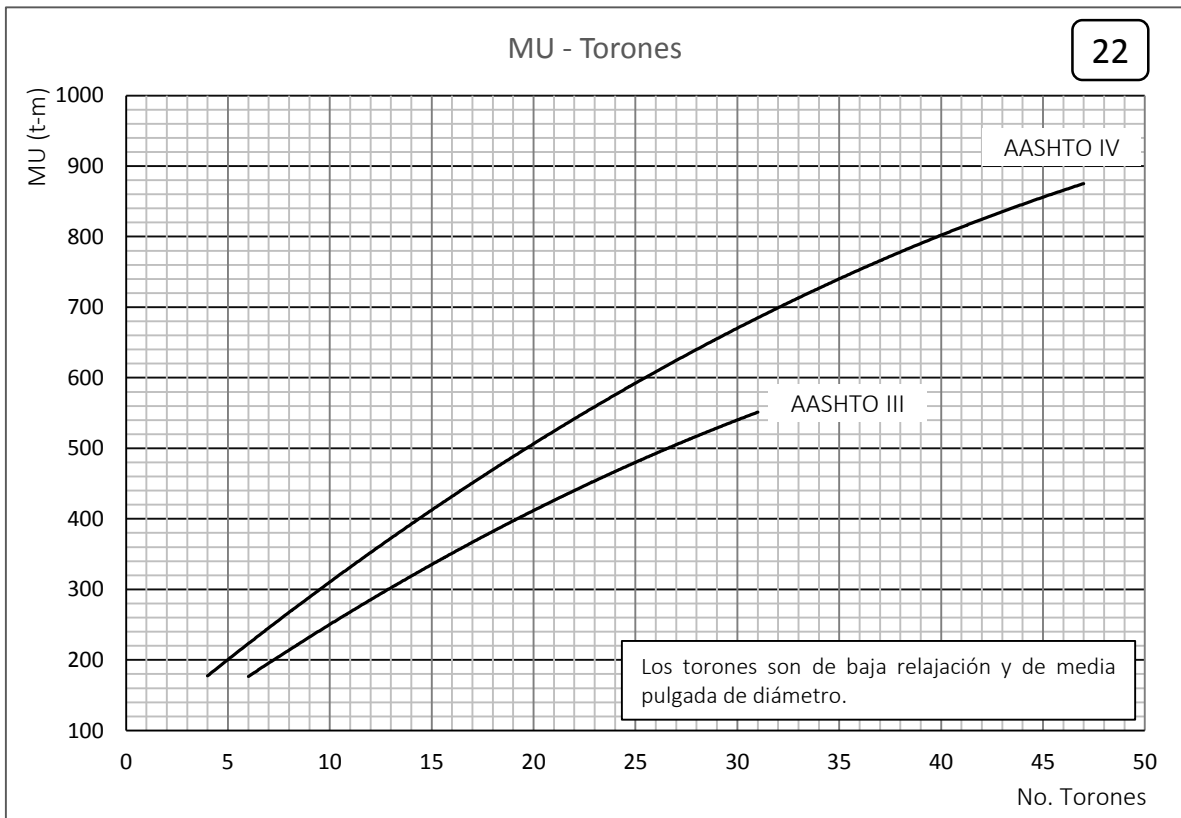
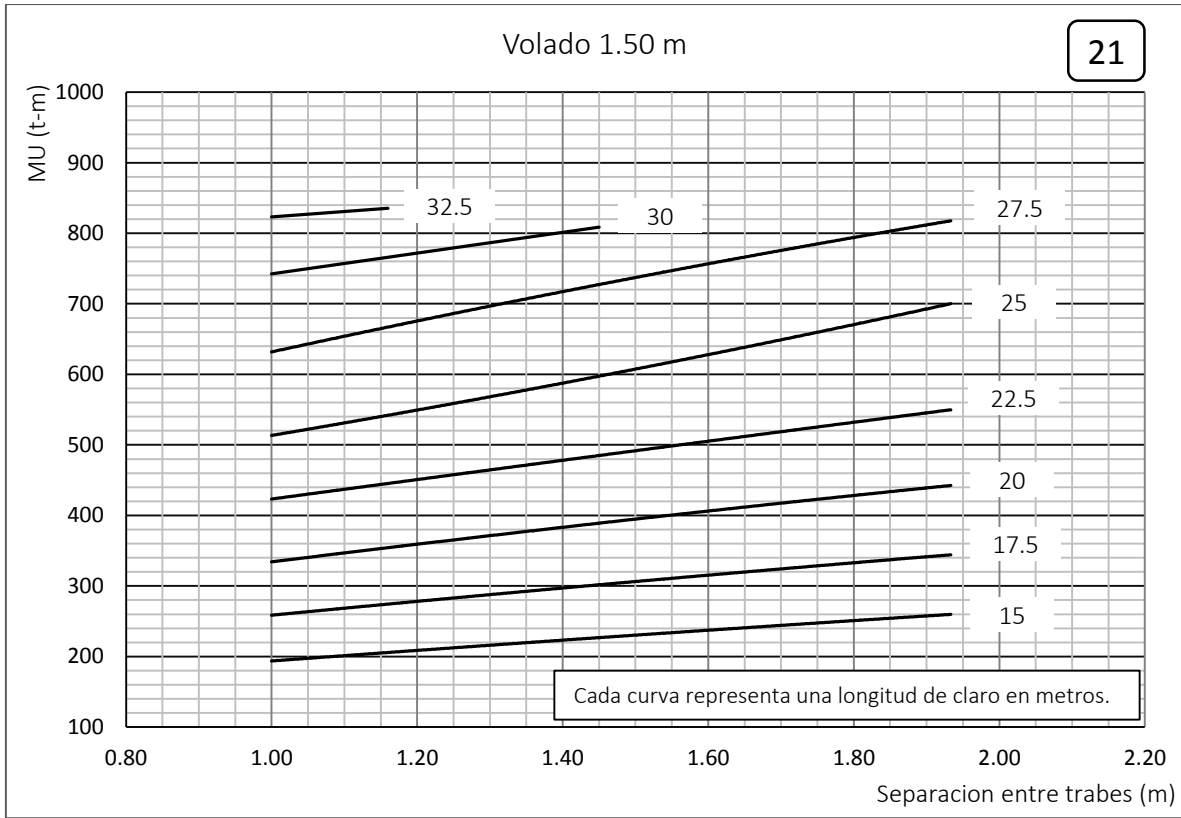












Conclusiones

Después de realizar un gran número de diseños y con base en los resultados obtenidos, se generaron ayudas de diseño que permiten una selección rápida y eficaz de traveses pretensados tipo AASHTO, de estos análisis se desprenden las siguientes conclusiones.

El momento último de diseño depende en gran medida del ancho del volado, incrementar el ancho del volado representa un incremento en el momento último mayor al obtenido por el mismo incremento en la separación entre traveses.

El considerar una barrera divisoria de sentidos de circulación produce momentos últimos menores, comparados con el caso donde no se considera. El momento total generado por los vehículos al centro calzada se ve reducido.

Para aquellos puentes donde el ancho total es proporcional al número de carriles, el momento último no muestra un incremento considerable entre un ancho de puente y otro cuando se considera una barrera separadora de ambos sentidos de circulación.

En el diseño de la superestructura de un puente es importante considerar varias configuraciones de traveses ya que son varios los acomodos de estas que pueden resistir las mismas solicitaciones, pero sólo una de ellas es la más económica.

Las pérdidas de presfuerzo varían considerablemente respecto a la estimación global que establecen las NTC del 2004, donde para elementos pretensados sugieren unas pérdidas de entre el 20 y 25%. Para los diseños realizados en este trabajo, las pérdidas fueron en promedio de 14%, con valores mínimo y máximo de 8 y 22%. Lo anterior muestra que la recomendación de las NTC es en general conservadora.

Las ayudas de diseño sólo deben emplearse por aquellas personas que conocen del tema y en ningún caso se deben tomar como el diseño definitivo de la superestructura de los puentes.

Finalmente, el panorama para la construcción de puentes de longitud media con el sistema de concreto presforzado es muy favorable, por un lado un gran número de puentes ya cumplió o está por cumplir su periodo para el que fue diseñado por lo que en algún futuro no lejano tendrán que ser sustituidos o reforzados, y por el otro, la tendencia en el uso de concreto presforzado en los últimos años es positiva y muy contrastante respecto al uso de concreto reforzado o de acero.

Referencias

- [1] AASHTO. (2010). AASHTO LRFD Bridge Designs especifications (5^a edición).
- [2] AASHTO. (2012). AASHTO LRFD Bridge Designs especifications (6^a edición).
- [3] García, R. A., López, J. A., Carrión, F. J., Pérez, M. A., Hernández, A., Quintana, J. A., Crespo, S. E. y Montes, A. M. (2013). Análisis de deterioro por fatiga en torones de presfuerzo utilizados en puentes. Publicación Técnica No. 385. Secretaría de Comunicaciones y Transportes, Instituto Mexicano del Transporte.
- [4] Guerrero, V. y Gama. (2009). Tiempo atrás Puentes de concreto de México. Construcción y Tecnología. No. 249.
- [5] Jara, J. M., Jara, M., Olmos, B. y López, J. I. (2010). Criterio de selección de estructuras tipo de puentes para su evaluación sísmica. IV Congreso Internacional sobre Patología y Recuperación de Estructuras. Junio. Córdoba, Argentina.
- [6] Manterola, J. (2004). The recent history of the evolution of bridge building. Informes de la Construcción. Vol. 36. No. 350-360.
- [7] México. Norma Oficial Mexicana. (2011). Barreras de Protección en Carreteras y Vialidades Urbanas.
- [8] Nawy, E. G. (2003). Prestressed concrete a fundamental approach, (14^a edición). Pearson education. Inc, Upper Saddle River, New Jersey.[2]
- [9] Nilson, A. H. (2001). Diseño de estructuras de concreto (12^a edición). McGraw-Hill, Santafé de Bogotá, Colombia.[3]
- [10] Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto. (2004). Reglamento de Construcciones del Distrito Federal.

- [11] Ramírez, H. y Valdez, E. A. (2006). La necesidad de la enseñanza de la prefabricación y el presfuerzo en México. 2do Encuentro Latinoamericano y 1er Congreso Internacional de Estructuras Prefabricadas. Octubre.
- [12] Reinoso Angulo, E. (2004). Diseño de puentes con elementos prefabricados y presforzados. En ANIPPAC, E. M. E. Rodriguez, & R. Betancourt Ribotta (Edits.), Manual de Diseño de Estructuras Prefabricadas y Presforzadas.
- [13] SCT, Dirección General de Planeación. (2012). Anuario Estadístico 2012.
- [14] Smith, R. E. (2010). Prefab Architecture, a guide to modular design and construction. John Wiley & Sons, Inc., Hoboken, New Jersey.
- [15] Sinha, N. C. y Roy, S. K. (2011). Fundamentals of Prestressed Concrete, (1ª edición, 3ª revision). S. Chand & Company LTD, India.
- [16] Torres, A., Valle, A., Martínez, M., Pérez, J. T. y Backhoff, M. (2010). Plan nacional de evaluación de puentes federales, libres de peaje dañados por corrosión (2000-2005). Una cuantificación de resultados, proyectos y colaboraciones. Publicación Técnica No. 327. SCT, IMT.
- [17] Wilson, E. L. (2004). SAP2000, Integred Finite Element Analysis And Design Of Structures. Computers and Structures, Inc., Berkeley, California.

Sitios en internet

- <http://www.deacero.com/>
- <http://www.anippac.org.mx/>
- <http://sepsacv.com/trabe-i-tipo-aashto/>