

01121

29-A



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA
DE MEXICO**

FACULTAD DE INGENIERIA

**ANALISIS Y DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA DE UN
PUENTE VEHICULAR CON LOSA PLANA ALIGERADA DE
CONCRETO REFORZADO.**

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
I N G E N I E R O C I V I L
P R E S E N T A
A M A D O D E L A C R U Z V A Z Q U E Z



DIRECTOR M.I. MIGUEL ANGEL RODRIGUEZ VEGA

MEXICO, D. F.

2003

M-318766

A



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



FACULTAD DE INGENIERIA
DIRECCION
FING/DCTG/SEAC/UTIT/ 128/94

Autorizo a la Dirección General de Bibliotecas de la UNAM a difundir en formato electrónico e impreso el contenido de mi trabajo recepcional.

NOMBRE: AMADO DE LA CRUZ

VÁZQUEZ

FECHA: 21- MAYA- 2003

FIRMA: 

Señor
AMADO DE LA CRUZ VÁZQUEZ
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor ING. MIGUEL ANGEL RODRÍGUEZ VEGA, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como TRABAJO ESCRITO de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

"ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA DE UN PUENTE VEHICULAR CON LOSA PLANA ALIGERADA DE CONCRETO REFORZADO"

- I. INTRODUCCIÓN
- II. ANTECEDENTES
- III. SOLICITACIONES EN PUENTES
- IV. CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DE LA SECCIÓN
- V. ANÁLISIS DEL PUENTE
- VI. DISEÑO ESTRUCTURAL
- CONCLUSIONES

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

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

Atentamente

"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Cd. Universitaria a 19 de febrero de 2002.
EL DIRECTOR

M.C. GERARDO FERRANDO BRAVO
GEB/GMP/mstg.

En la memoria de Jesús (+), mi padre, quien me enseñó e inculcó grandes valores con los cuales me he abierto camino en esta vida. En esa señora, cuyo recuerdo me invade constantemente, le debo lo que soy y no soy.

¿Es necesario referir el incondicional apoyo, amor y palabras de aliento que una madre otorga a su retoño? ¿Podría con palabras decirle que soy gracias a ella? ¿Cómo hacerle saber a esa mujer lo que siento y pienso por ella?

Lamentablemente, carezco de la inspiración y conocimiento para ofrecerle alguna forma de agradecimiento que se equifare a los desvelos, molestias, cuidados y esfuerzos que hizo para que yo pudiera alcanzar una de las metas más importantes en mi vida y hacer de mí alguien.

Lo único que acierto a decirle a María del Rosario, es gracias... FE QMFE R.O.

Julian, Jesús, Virginia, Antonio, Rosario, Alejandro, Laura, Arturo, Ángela y Estela. Dios bendiciones que Dios me obsequió para aprender de manera cotidiana; su esfuerzo y superación me mostraron lo dura y difícil que es esta vida, pero también lo dulce y gratificante que es llegar.

Mi deuda también está con ellos, mis hermanos, quienes me regalaron su paciencia, apoyo y comprensión ante cualquier circunstancia.

A Elvira, por todo lo que representa para mí.

Hoy y siempre te quiero.

A Luz Elvira, quien sumó nuestro amor y me obsequió dos trozos de inspiración, Amado Rodrigo y Jessica, quienes son motor principal y luz que ilumina mi camino.

No puedo más que dedicarles este documento que representa un esfuerzo más de los que tuvo que cumplir para vencer los retos y enfrentar esta vida. Espero algún día aprendan y comprendan que la miel de esta vida es sólo una parte, cuya contraparte debe trascender.

Que Dios los cuide siempre.

Los adoro.

A la licenciada Luz Elvira. Viñas Tolano por su ayuda y depositar su confianza una vez más para alcanzar este objetivo, pensando que el éxito y el fracaso no son definitivos. Esto será el primer paso en el camino hacia un futuro mejor. Mil gracias por sus palabras de aliento.

A la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México por haberme permitido formar parte de ella y contribuir a mi formación como profesionalista.

Al ingeniero Miguel Ángel Rodríguez Vega por enseñarme e impulsarme para dar un segundo esfuerzo. Ello me permitió concluir mis estudios profesionales. Gracias por su amistad y ayuda incondicional.

Al ingeniero Carlos Ramos Aguilar por la ayuda, tiempo, apoyo y asesoría brindada para la elaboración y culminación de este trabajo.

A los ingenieros José Morano (Jayer), Roberto Meléndez (Bob) y Javier Cortés (Pony) por su apoyo, paciencia y ayuda que me brindaron a lo largo de toda la carrera para llegar a la meta juntos.

A mis eternos "Brothers" Paul, Rubén y Gustavo. Mil gracias por estar siempre conmigo en las buenas y en las malas al demostrar la fortaleza de esta gran hermandad con el paso de los años.

A mis amigos José, Luvia, Roberto, Ana, Javier, Irma, Armando y Cesar mil gracias por su amistad, apoyo, consejos y por todos los momentos gratos que compartimos.

INTRODUCCIÓN.....	1
CAPITULO I.....	4
1 ANTECEDENTES.....	4
1.1 GENERALIDADES.....	4
1.2 DEFINICIONES.....	5
1.2.1 ESTRUCTURA DE UN PUENTE.....	6
1.2.2 CLASIFICACIÓN DE LOS PUENTES.....	6
1.2.3 TIPOS DE PUENTES.....	9
1.3 ARCOS DE PASO SUPERIOR.....	13
1.3.1 ARCOS ATIRANTADOS.....	14
1.3.2 PUENTES DE VIGAS VIERENDEL.....	14
1.3.3 PUENTES COLGANTES.....	15
1.3.4 PUENTES ATIRANTADOS.....	16
1.3.5 PUENTES COLGANTES.....	17
1.4 SISTEMAS DE PISO.....	18
1.4.1 LOSAS PLANAS MACIZAS.....	18
1.4.2 LOSAS PLANAS ALIGERADAS.....	19
1.4.3 OTRO TIPO DE LOSAS.....	20
CAPITULO II.....	21
2 SOLICITACIONES EN PUENTES.....	21
2.1 CARGAS.....	21
2.1.1 CARGA MUERTA.....	22
2.1.2 CARGA VIVA.....	23
2.1.3 CARGAS TIPO H.....	23
2.1.4 CARGAS TIPO HS.....	23
2.1.5 CAMIONES TIPO T3-S3 Y T3-S2-R4.....	27
2.1.6 CARRILES DE TRÁNSITO.....	28
2.1.7 TIPO DE CARGA POR CAMIÓN Y POR CARRIL.....	30
2.1.8 CARGAS PARA BANQUETAS Y GUARNICIONES.....	31
2.1.9 IMPACTO.....	31
2.2 DISTRIBUCIÓN DE LAS CARGAS SOBRE LAS LOSAS DE CONCRETO.....	32
2.2.1 LONGITUD DEL CLARO.....	32
2.3 MOMENTOS FLEXIONANTES.....	33
2.3.1 CASO A.....	34
2.4 LOSAS EN VOLADIZO.....	36
2.5 VIGAS MARGINALES.....	37
2.6 ACERO DE REFUERZO POR DISTRIBUCIÓN.....	38

F

CAPITULO III	39
3 CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DE LA SECCIÓN	39
3.1 DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO.	39
3.2 DATOS DEL PROYECTO.	41
3.3 PROPIEDADES GEOMÉTRICAS DE LA SECCIÓN.	42
3.4 MOMENTO DE INERCIA CENTROIDAL.	43
3.4.1 POSICIÓN DEL EJE CENTROIDAL.	44
3.4.2 ÁREAS POR SU DISTANCIA AL CUADRADO.	44
3.4.3 MOMENTO DE INERCIA CENTROIDAL DE CADA FIGURA.	45
3.4.4 MOMENTO ESTÁTICO DE LA SECCIÓN ARRIBA DEL EJE CENTROIDAL.	46
3.5 CARGAS EN EL PUENTE.	48
3.6 ANÁLISIS DE SOLICITACIONES.	49
CAPITULO IV	57
4 ANÁLISIS DEL PUENTE	57
4.1 CALCULO DE LOS ELEMENTOS MECÁNICOS POR CARGA MUERTA.	57
4.1.2 CALCULO DE LOS ELEMENTOS MECÁNICOS POR CARGA VIVA.	64
4.1.3 ELEMENTOS MECÁNICOS POR CARGA VIVA MAS IMPACTO.	81
4.1.4 TABLAS DE RESULTADOS.	82
CAPITULO V	84
5 DISEÑO ESTRUCTURAL	84
5.1 DISEÑO ESTRUCTURAL.	84
5.1.1 DISEÑO Y REFUERZO TRANSVERSAL DE LOS VOLADOS.	84
5.2 DISEÑO DE LA LOSA.	92
5.2.1 CÁLCULO DE LA LOSA POR FLEXIÓN.	92
5.2.2 CALCULO DEL ACERO DE REFUERZO.	93
5.2.3 SECCIÓN " T _e " EQUIVALENTE.	93
5.2.4 REVISIÓN DE ESFUERZOS EN EL ARMADO EXISTENTE.	94
5.2.5 POSICIÓN DEL EJE NEUTRO.	94
5.2.6 MOMENTO ESTÁTICO CON RESPECTO AL EJE NEUTRO.	95
5.2.7 POSICIÓN DEL CENTRO DE COMPRESIONES.	96
5.2.8 POSICIÓN DE LA RESULTANTE DE COMPRESIÓN.	96
5.2.9 REVISIÓN DE ESFUERZOS.	97
5.2.10 ESFUERZO PERMISIBLE EN EL ACERO.	97
5.2.11 ESFUERZO PERMISIBLE EN EL CONCRETO.	98
5.3 REVISIÓN DEL ESFUERZO CORTANTE A 1.00 METRO DEL EJE DE APOYOS, DE LA SECCIÓN ALIGERADA.	99
5.3.1 CORTANTE POR CARGA VIVA.	99

5.3.2	CORTANTE POR CARGA VIVA.	100
5.3.3	RESULTADOS DE LA OBTENCIÓN DEL ESFUERZO CORTANTE A 1.00 METRO DEL EJE DE APOYOS, SECCIÓN ALIGERADA.	101
5.3.4	CORTANTE RESISTENTE.	102
5.4	REFUERZO DE DISTRIBUCIÓN.	103
5.4.1	ACERO DE DISTRIBUCIÓN.	103
5.4.2	REFUERZO POR TEMPERATURA EN EL LECHO SUPERIOR.	103
5.4.3	REFUERZO ADICIONAL.	104
CAPITULO VI.....		105
6 CONCLUSIONES.....		105
BIBLIOGRAFÍA.....		109

INTRODUCCIÓN

Uno de los problemas que se le presenta muy a menudo al estudiante de Ingeniería Civil en su desarrollo académico, es el de no poder contar con una serie de ejemplos, manuales y reglamentos, actualizados y que indiquen la relación entre la teoría vista en clase y los problemas a los que ha de enfrentarse en su futuro desarrollo profesional.

El presente trabajo tiene como objetivo principal, mostrar el procedimiento a seguir del análisis y diseño, en la elaboración de la superestructura de un puente vehicular con losa plana aligerada de concreto reforzado, así como proporcionar los principales conceptos teóricos requeridos para su estudio.

Para proyectar bien un puente se requiere de un buen criterio y de una amplia experiencia profesional por parte del ingeniero proyectista, ya que de esto depende mucho el obtener la mejor selección del tipo de estructura a utilizarse. Aunado a esto, se debe de disponer de información detallada y completa de todos los factores que se requieren para su construcción y buen funcionamiento como son: características del cruce, topográficas, geológicas, hidráulicas según el caso, materiales de construcción disponibles y sus costos, cantidad y calidad de mano de obra disponible, facilidades de transporte, etc.,.

En el proyecto de la superestructura de un puente, se cubren los aspectos básicos del estudio de las estructuras como son: estructuración, análisis de cargas y estructural, dimensionamiento de la sección y revisión de estados límite.

Una de las soluciones más empleadas, dependiendo del claro y del tipo de carga es el uso de la losa plana, la cual constituye la forma más simple de la sección transversal de un puente, este tipo de sección, es muy utilizada para claros cortos y ancho de vías de 8.00 a 10.00 m.

En el primer capítulo se mencionan antecedentes de puentes, así como diversos tipos de puentes -, basados en diferentes criterios, los cuales consideran cuando es factible utilizar uno de ellos como solución particular en algún proyecto existente; se hace mención también de algunas consideraciones generales de los diferentes tipos de tableros o sistemas de piso para puentes más usuales, así como una comparación entre estos.

En el segundo capítulo se indican las principales solicitudes que se deben tomar en cuenta para el diseño de un puente, así como lo establecido por los reglamentos y manuales de construcción que se utilizan en el diseño de puentes tipo, los cuales especifican las cargas mínimas de diseño y sus combinaciones más críticas, obtenidas de estudios basados en la experiencia, metodología, etc., en el área de la Ingeniería Civil.

En el tercer capítulo se muestran las características geométricas de la sección, así como las cargas utilizadas en el estudio de nuestro puente y de la sección propuesta que se analizará y revisará en el transcurso de este trabajo.

En el cuarto capítulo se muestra el análisis que se hace del puente. Dicho análisis se realiza para conocer los elementos mecánicos a los que estará trabajando, para lo cual utilizamos los criterios establecidos por el Departamento de Puentes de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes y de la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO).

En el quinto capítulo se lleva a cabo el diseño estructural de la losa plana aligerada, señalando los criterios que se deben seguir para la construcción de este tipo de sección que requieren los puentes tipo.

En el sexto y último capítulo se plantean las conclusiones y recomendaciones, que se extraen a lo largo de la realización de esta tesis.

El presente trabajo pretende proporcionar los elementos teóricos y prácticos necesarios para tener una mejor conceptualización del proceso de análisis y diseño de la superestructura de un puente vehicular con losa plana aligerada de concreto reforzado, básicamente de la forma en como se trata el sistema de piso para este tipo de puente. Sin embargo es necesario mencionar que pueden existir omisiones que dejen inquietud en los alumnos o usuarios que lo utilicen, por lo que se recomienda consultar otras publicaciones referentes al tema.

CAPITULO I

1 ANTECEDENTES

1.1 GENERALIDADES.

Desde que el hombre habita este mundo, los puentes son la expresión de su voluntad por superar los obstáculos que encuentra en el camino hacia su objetivo.

Los puentes son testimonio de progreso, poder y decadencia; nos hablan de la cultura de los pueblos y de su mentalidad. Desde la obra modesta, solamente funcional, hasta el monumento de formas perfeccionadas.

El primitivismo de los inicios está basado en los materiales de construcción disponibles en la naturaleza - ante todo madera y piedra - conservándose prácticamente sin modificaciones hasta nuestro tiempo actual, cuando por ejemplo colocamos un tronco de árbol sobre un arroyo para llegar a la otra orilla sin mojarnos los pies.

Desde lo más primitivo hasta la perfección artesana y técnica existe un largo camino por el que se mueve el arte de proyectar y construir puentes. Primero paso a paso aumentando el riesgo de derrumbamiento del puente sin embargo, el riesgo se transforma progresivamente en ponderación con ayuda de la experiencia y más tarde también con el arte del cálculo.

Un puente debe cumplir la función para la que fue proyectado con un margen de seguridad. Debe resistir tanto a la propia estructura como a las cargas que sobre ella

actúan, sean vehículos, peatones, etc.,. Además de transmitir dichas cargas, deberá dar una sensación de estabilidad, así como ser estéticamente agradable.

La forma de los puentes actuales, es el resultado de una serie de factores que han influido en su diseño a través de la historia: factores funcionales, sociales, ambientales, físicos, económicos, estéticos, etc.

Los cambios que han tenido los vehículos de motor en sus dimensiones y peso, el volumen del tránsito, el uso de mejores materiales de construcción, el conocimiento cada vez mayor que se tiene de los elementos que forman la estructura, así como el avance que se tiene en los programas de computación, han permitido que los puentes evolucionen.

El proyectista de puentes además de conocer los sistemas estructurales con los que se puede diseñar un puente, debe pensar además en la estética del mismo. Aunque generalmente un puente se ha considerado una obra 100% ingenieril, la arquitectura del mismo, está implícita en la mayoría de los casos dentro del diseño estructural.

1.2 DEFINICIONES.

Un **puente** es un elemento que permite el paso de un lugar a otro para salvar un obstáculo con determinado claro, tal como un valle, un río, una depresión del terreno, una vía de circulación terrestre u otra vía de comunicación, etc.

Un **paso a desnivel** es un puente que evita el cruce al mismo nivel de dos vías de comunicación permitiendo así la circulación continua de vehículos.

Un **viaducto** es una estructura que cruza a gran altura una brecha o camino y que se compone de un gran número de vanos sucesivos.

1.2.1 ESTRUCTURA DE UN PUENTE.

La estructura de un puente está compuesta fundamentalmente por tres partes:

- a) **Tablero**, que recibe directamente las cargas de tráfico.
- b) Sistema estructural primario, que soporta el tablero y salva las cargas entre apoyos. Este sistema junto con el tablero forman el sistema de piso del puente conocido como **superestructura**.
- c) **Subestructura**, formada fundamentalmente por pilas, estribos, caballetes, columnas y sus correspondientes cimentaciones. Realiza la operación estructural de dispersión de los esfuerzos en los apoyos sobre el terreno de cimentación.

En ocasiones, resulta difícil, esta descomposición estructural del puente, como en el caso de los llamados puentes-losas, en donde el tablero y el sistema primario se confunden.

1.2.2 CLASIFICACIÓN DE LOS PUENTES.

Los puentes se clasifican de diferentes maneras:

- 1.- Por la forma de efectuar el cruce.
- 2.- Por el material empleado.
- 3.- Por el uso a que se destine.
- 4.- Por su vida útil.
- 5.- Por su condición estructural.

Pero en términos generales la clasificación de los puentes se puede hacer de la siguiente manera:

Atendiendo a la posición relativa del piso con respecto a los elementos principales de soporte y según la solución estructural que se adopte. Dentro de la primera tenemos los puentes:

1.2.2.1 DE PASO SUPERIOR.

a) **De paso superior**, si el sistema de piso se encuentra apoyado directamente sobre la parte superior de las traveses o armaduras principales. Es el tipo más usual, ya que evita los contraventeos superiores que limitan el espacio del usuario del puente.

1.2.2.2 DE PASO INFERIOR.

b) **De paso inferior**, en el que el sistema de piso se encuentra apoyado en la parte inferior de los elementos principales del puente. Tiene la ventaja de que permite una mayor altura en la parte inferior del puente pero a cambio utiliza el contraventeo superior.

1.2.2.3 DE PASO A TRAVÉS.

c) **De paso a través**, en el que el sistema de piso se encuentra en una posición intermedia con respecto a los elementos principales.

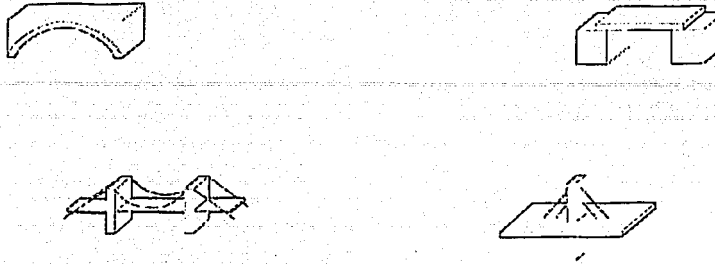
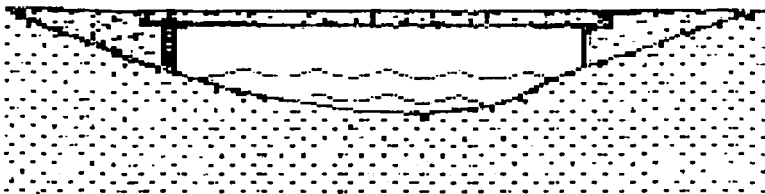


Figura 1: Diferentes Tipos de Puentes

1.2.2.4 ATENDIENDO AL TIPO DE SOLUCIÓN ESTRUCTURAL.

La estructura de un puente, en esencia, está formada por un sistema de piso que se apoya o cuelga de los elementos principales encargados de librar el claro y que son los que transmiten la carga a las pilas de cimentación, estribos o columnas, teniendo dos grandes grupos:

- a) Puentes simplemente apoyados, es aquel que apoya sus extremos en muros de contención, estribos, columnas, etc., y que pueden ser de uno o varios claros.



**TESIS CON
FALTA DE ORIGEN**

Figura 2: Puente Simplemente Apoyado

b) Puentes continuos, son aquellos que incluyen desde los puentes con continuidad solamente en la losa, hasta los puentes colgantes.

c) Intermedios a estos sistemas estructurales, se encuentra la solución tipo "Viga Gerber."

En cuanto a los materiales utilizados en la construcción de puentes, tenemos el concreto reforzado, concreto presforzado y el acero estructural, aunque no se descarta la posibilidad del uso de otros materiales como la mampostería, sobre todo en la subestructura y en claros cortos. Esto dependiendo de la topografía del lugar, tipo del puente a utilizar, tamaño y claro a librar.

1.2.3 TIPOS DE PUENTES.

1.2.3.1 PUENTES CONTINUOS.

Se forman con varios claros donde las trabes longitudinales se extienden sobre dos o más soportes, permitiendo aumentar el claro entre los mismos, reduciendo al mismo tiempo la magnitud del momento flexionante. Esta reducción es importante en el caso de la carga muerta y un poco menor para carga viva. Los peraltes mayores se requieren en los apoyos.

La continuidad se puede dar sólo en el tablero, con traveses continuos apoyados en apoyos libres o bien utilizando la formación de marcos rígidos, que se pueden usar incluso para puentes de un claro.

Las ventajas que presentan este tipo de puentes son:

- 1.- Requieren menor cantidad de concreto y acero que los puentes simplemente apoyados.
- 2.- El peralte en el centro de los claros se puede reducir.
- 3.- Se requiere de menor número de apoyos.
- 4.- No se necesitan tantas juntas de expansión, ya que solo se ponen en los extremos de cada grupo de claros.
- 5.- Al ser estructuras hiperestáticas permiten una redistribución de esfuerzos.
- 6.- La deflexión y la vibración son menores que en los simples.

Al mismo tiempo, los puentes continuos tienen las siguientes desventajas:

- 1.- Los asentamientos diferenciales causan efectos importantes. Por lo que es conveniente que se encuentren cimentados en terreno firme.
- 2.- La colocación del refuerzo es más complicada que en los simples.
- 3.- Requieren de un análisis y diseño más complejo.

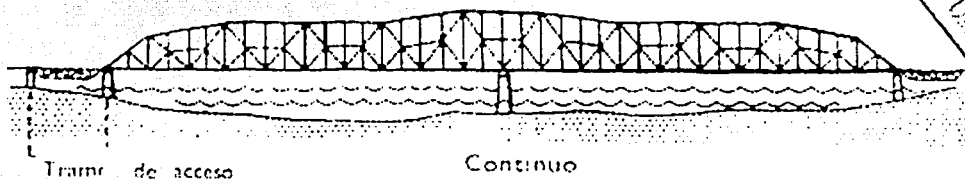


Figura 3: Puente Continuo

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

1.2.3.2 TIPO GERBER.

Una solución mixta es la formada con articulaciones semejantes a una viga tipo Gerber. En esta solución las articulaciones se hacen en los puntos de momento nulo en lo que respecta a la carga muerta ya que en general no coincidirán con las distintas variaciones de la carga viva.

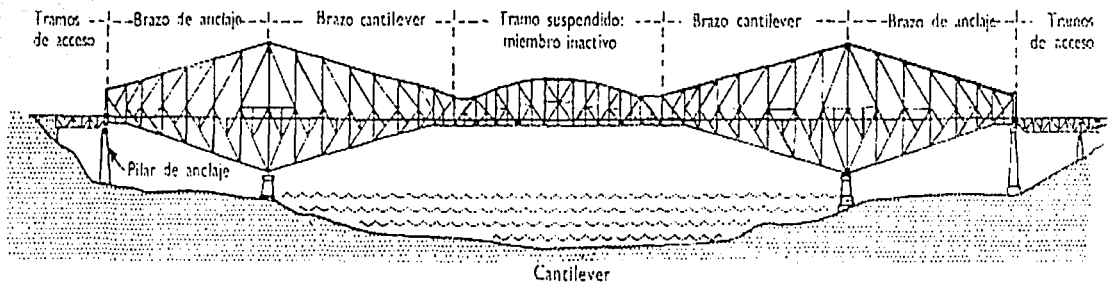


Figura 4: Puente Cantilever y/o Gerber

Como ventajas tenemos las siguientes:

- 1.- Pueden emplearse en suelos donde se presenten asentamientos diferenciales.
- 2.- Se facilita el montaje de la estructura.

Y presenta las siguientes desventajas:

- 1.- Son menos rígidos que los puentes continuos.
- 2.- Pueden presentarse inversión en la magnitud y dirección de las reacciones.

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

1.2.3.3 PUENTES DE ARCO.

El arco permite salvar grandes claros, y el consumo de material es menor. El problema en este tipo de solución, son los apoyos, que deben absorber los empujes de los arranques del arco (efecto "coseo").

El tablero puede encontrarse apoyado sobre el arco, suspendido del mismo o bien situado a una altura intermedia.

Los empujes horizontales en los apoyos aumentan al reducir la flecha del arco, por lo que conviene que esta dimensión sea lo más grande posible. Los esfuerzos de compresión que se presentan son altos y esto requiere de contraventeo que ligen los dos arcos colocados a ambos lados de la calzada. Por lo anterior, es conveniente que el sistema de piso se encuentre en la parte superior de los arcos.

Para mejorar la rigidez transversal de los arcos se ha propuesto muchas veces, a pesar de las dificultades de montaje, inclinar los arcos en el sentido transversal hasta que hagan contacto por su parte superior y se apoyen mutuamente.

La construcción de arcos puede hacerse de concreto colado en el lugar o con segmentos prefabricados.

Los puentes de arco pueden ser de los siguientes tipos:

- 1.- Arcos de paso superior.
- 2.- Arcos atirantados.

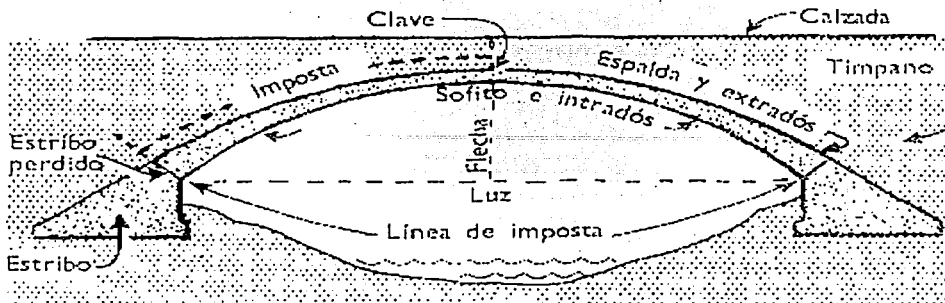


Figura 5: Puente de Arco

1.3 ARCOS DE PASO SUPERIOR

El tablero es soportado por vigas y columnas, éstas se apoyan sobre el arco de concreto, que puede formarse con dos o más costillas, o ser una losa maciza. Con este tipo de puente se han construido arcos hasta de 300 m. de claro.



Figura 6: Puente Tipo Arco de Paso Superior

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

1.3.1 ARCOS ATIRANTADOS.

Este tipo de arco es usado donde el material del suelo de apoyo es considerado inadecuado para resistir el empuje del arco, los arcos atirantados son siempre del tipo de paso a través o paso inferior con tirantes que soportan las vigas de piso. Se han construido arcos atirantados con claros de 30 a 120 m.

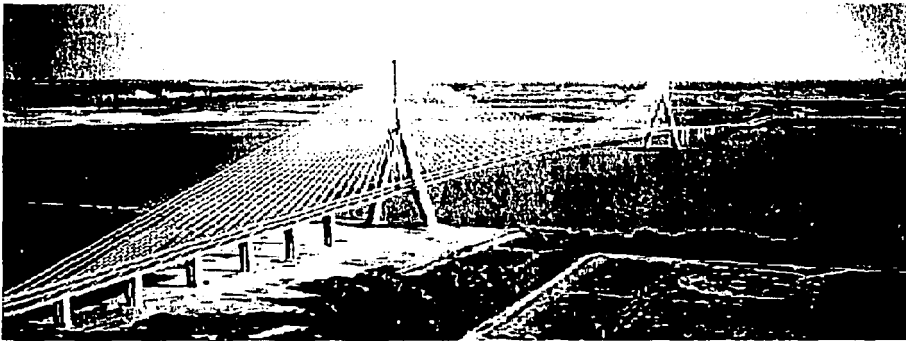


Figura 7: Puente Tipo Atirantado

1.3.2 PUENTES DE VIGAS VIERENDEL.

Ofrece algunas cualidades estéticas. Los miembros que forman la viga pueden ser prefabricados. El gran peralte que necesitan para su uso eficiente, implica que el puente sea de paso a través. Es adecuado para claros simples hasta de 150 m.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

1.3.3 PUENTES COLGANTES.

El puente de suspensión o colgante ofrece un aspecto agradable. El sistema de piso cuelga de cables que pasan por torres de apoyo y que se anclan en los extremos de la calzada.

La viga longitudinal que coincide con el piso se utiliza para rigidizar el sistema de cables contra vibraciones producidas por variaciones de carga viva y para mantener la forma original del puente. Mediante este sistema se reducen los momentos flexionantes que se producen en otros tipos de puente del mismo claro.

Los cables consisten en haces de alambres de acero de alta calidad, paralelos, estirados en frío. La carga del cable, y por tanto su sección, depende esencialmente de la carga suspendida, del claro y de la flecha del cable entre las pilas.

Los efectos dinámicos producidos por viento son muy importantes y requieren de un análisis muy cuidadoso. Debido a que la carga muerta es un factor muy importante, los puentes colgantes de concreto alcanzan claros cortos en comparación con los de acero.

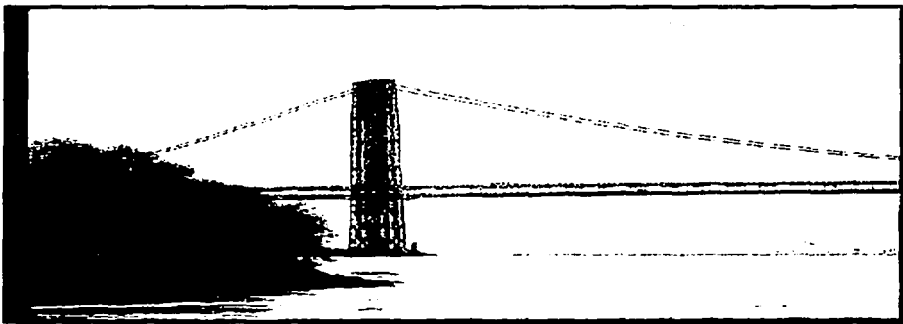


Figura 8: Puente en Suspensión o Colgante

1.3.4 PUENTES ATIRANTADOS.

Consisten en un sistema de piso, que se encuentra colgado de una torre que coincide con alguna de las pilas, mediante tirantes inclinados formados con perfiles laminados o cables. Se les considera económicos para claros comprendidos entre 100 y 350 m. Aunque su aspecto no es tan agradable como los puentes colgantes, ofrecen la ventaja de su economía y el no requerir de un peralte muy grande para el sistema de piso. El análisis de este tipo de estructuras es complicado ya que el sistema de piso se encuentra soportado en varios puntos en apoyos elásticos.

Los cimientos tienen que transmitir con seguridad las cargas, a veces enormes, hacia el suelo, por lo que a menudo alcanzan grandes profundidades, generando enormes dificultades durante la construcción.

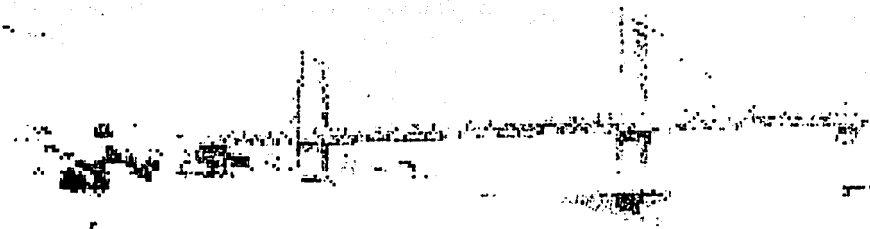


Figura 9:Puente Atirantado

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

1.3.5 PUENTES COLGANTES

En los puentes colgantes se suspende la viga de rigidez del cable sustentante por tramos parciales prefabricados partiendo del centro y avanzando hacia ambos lados, de modo que al alcanzar la pila, la flecha del cable está ajustada ya al peso del la obra. Por el contrario, en los puentes de cables inclinados se efectúa la colocación de la viga en voladizo, partiendo de las pilas hacia el centro del claro, con lo que los cables ya anclados constituyen un auxilio para soportar el peso de la obra, incluso durante la construcción. La distribución uniforme de los cables proporciona grandes ventajas para el montaje, por que el peso de un elemento de montaje es absorbido directamente por el nuevo cable colocado, con lo que el esfuerzo de flexión de la viga puede mantenerse pequeño durante el montaje.

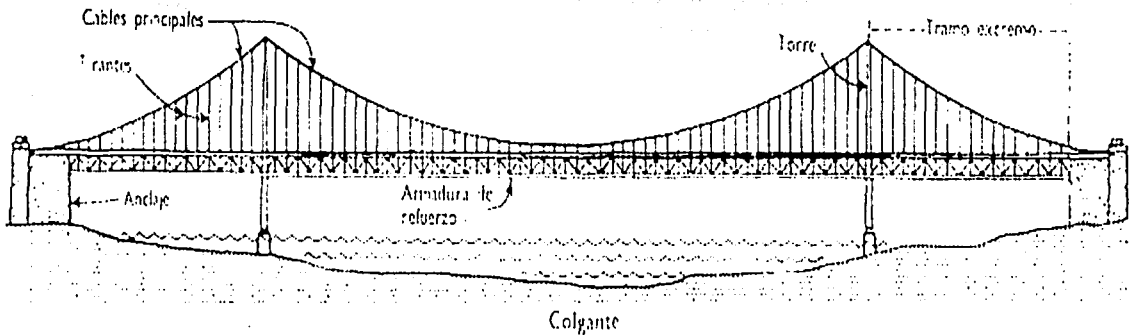


Figura 10:Puente colgante

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

1.4 SISTEMAS DE PISO.

Entre los sistemas de piso para puentes tenemos los siguientes:

- a) Losas planas macizas.
- b) Losas planas aligeradas.**
- c) Losas apoyadas sobre traveses coladas en sitio.
- d) Losas apoyadas sobre traveses prefabricadas.
- e) Losas apoyadas en vigas de acero.
- f) Vigas " T " prefabricadas y presforzadas.
- g) Lámina estructural apoyada sobre vigas de acero.
- h) Vigas de sección cajón - de una sola pieza o en dovelas - Pretensadas y/o Postensadas -.

1.4.1 LOSAS PLANAS MACIZAS.

Las losas planas macizas, constituyen la forma más simple de la sección transversal de un puente y consisten en una sección de espesor constante o variable que salva el claro entre apoyos. El peso propio del tablero es importante, de ahí la necesidad de aminorar sus efectos, donde una forma es la variación transversal del espesor, incrementándolo en la cercanía de los ejes de apoyo, obteniendo así la transición hacia el puente de vigas

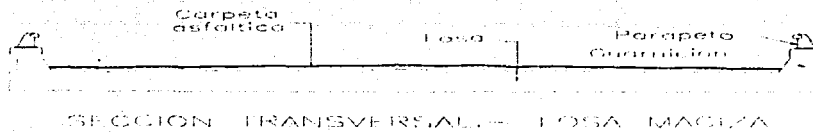


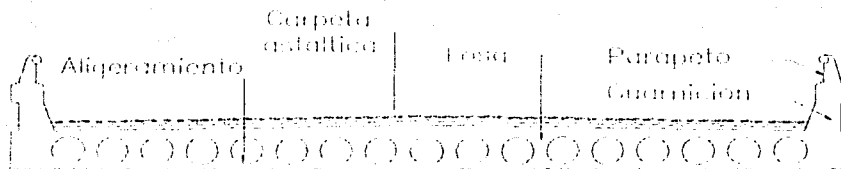
Figura 11. Losa Maciza

LEIDO CON
FALLA DE ORIGEN

1.4.2 LOSAS PLANAS ALIGERADAS.

La otra posibilidad corresponde al uso de losas aligeradas, ya sea mediante alvéolos circulares o rectangulares, que eliminan el material innecesario en las proximidades de la fibra neutra de flexión. La técnica de obtención de estos alvéolos es a encofrado perdido o bien, con formas de poliestireno expandido.

Existen normas que permiten el cálculo de estas losas aligeradas como losas ortótropas. Las almas deben armarse con estribos, como armadura transversal es suficiente una capa arriba y otra abajo. Sobre los apoyos y en cada $1/2$ ó cada $1/3$ para puentes esbeltos, deben interrumpirse los caños y disponerse vigas transversales de un espesor de aproximadamente $h/2$.



SECCION TRANSVERSAL - LOSA ALIGERADA

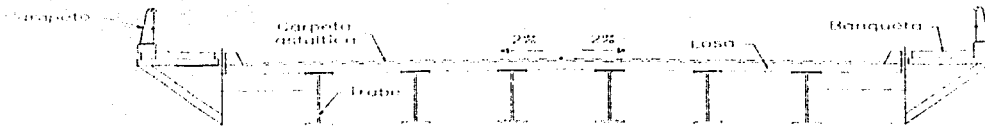
Figura 12: Losa Aligerada

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

1.4.3 OTRO TIPO DE LOSAS.

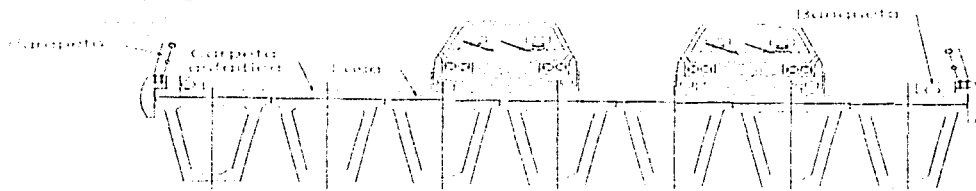
Un paso más en el aligeramiento del tablero de puentes consiste en el empleo de losas apoyadas en vigas, que pueden ser, construidas coladas in situ o ser prefabricadas ya sean de acero o de concreto.

Un avance mayor, corresponde a la sección cajón, donde la proporción de aligeramiento a la sección total es elevada, produciendo una sección adecuada para claros medios y grandes, con una fuerte rigidez a la torsión.



LOSA APOYADA SOBRE TRAVESES DE ACERO

Figura 1.3: Losa Sobre Traveses de Acero.



LOSA APOYADA SOBRE TRAVESES DE CONCRETO CAJÓN

Figura 1.4: Losa con sección cajón

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

CAPITULO II

2 SOLICITACIONES EN PUENTES.

En este capítulo se resumen las especificaciones y recomendaciones que la "American Association of State Highway and Transportation Officials" (AASHTO) establece, para el proyecto y diseño de la superestructura de un puente.

2.1 CARGAS.

Las estructuras se diseñarán para las siguientes cargas o su combinación más desfavorable.

- Carga muerta
- Carga viva
- Impacto o efecto dinámico de la carga viva
- Cargas accidentales como el viento o los movimientos sísmicos.

2.1.1 CARGA MUERTA.

La carga muerta estará formada por el peso de la estructura ya terminada, la que deberá incluir la superficie de rodamiento, las banquetas, los parapetos, las tuberías, los conductos y todas las instalaciones del servicio público.

Como una guía para la determinación de la carga muerta, la AASHTO recomienda para los distintos materiales, los siguientes pesos volumétricos (P_v) :

MATERIAL	P_v [kg/m ³]
ACERO	7,850
CONCRETO SIMPLE	2,300
CONCRETO REFORZADO	2,400
ARENA, TIERRA, GRAVA SUELTA	1,900
MEZCLAS ASFALTICAS	2,400
MADERA	800

Las cargas de nieve o hielo, cuando sea probable que se presenten, se considera que estarán compensadas por la disminución apreciable de la carga viva (vehículos y peatones) y no se tomarán en cuenta este tipo de cargas, salvo en ocasiones especiales.

2.1.2 CARGA VIVA.

La carga viva consistirá en el peso de la carga móvil aplicada, como son los camiones, autos y peatones.

En lo que respecta a la carga viva por camiones, la AASHTO considera cuatro tipos de vehículos, adoptados en 1945 como cargas hipotéticas, pues no se seleccionaron de algún tipo particular de camión, son por el contrario generales, teniendo por objeto asegurar que cualquier camión o grupo de camiones que crucen por un cierto puente, no le produzcan esfuerzos mayores que los permitidos para los vehículos adaptados.

Estos vehículos son: H-15, H-20, HS-15 y HS-20, las cargas correspondientes a los tipos H-9 son siempre mayores que las cargas H.

2.1.3 CARGAS TIPO H.

Las cargas tipo H se designan por la letra H seguida de un número que indica el peso bruto del camión en toneladas inglesas. La figura 15 muestra a un camión de dos ejes y sus correspondientes cargas y en la figura 17 la carga uniforme por carril equivalente.

1 tonelada inglesa = 2000 lb = 908 kg.

2.1.4 CARGAS TIPO HS.

Estas cargas se refieren a un camión tractor con semi - remolque, en las figuras 16 y 17 se muestran también la carga uniforme equivalente para este tipo de cargas. Para designarlas se usa la letra "H" seguida de la letra "S" acompañadas del peso bruto del camión y el peso bruto del semirremolque, ambos en toneladas inglesas.

CAMION TIPO H

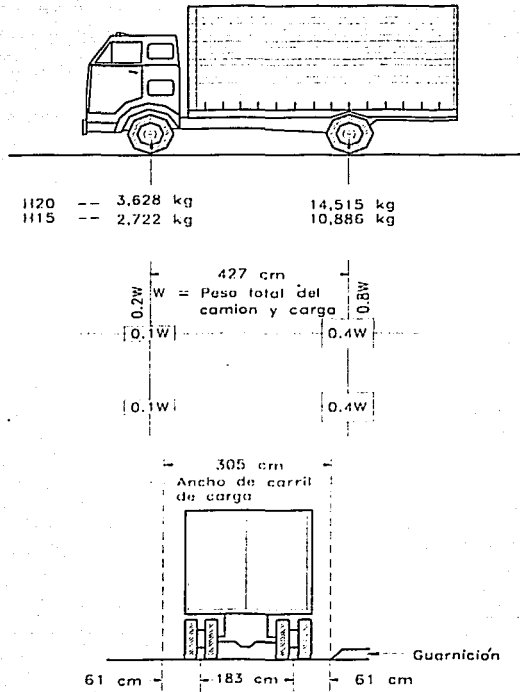


Figura 15: Camión tipo H

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

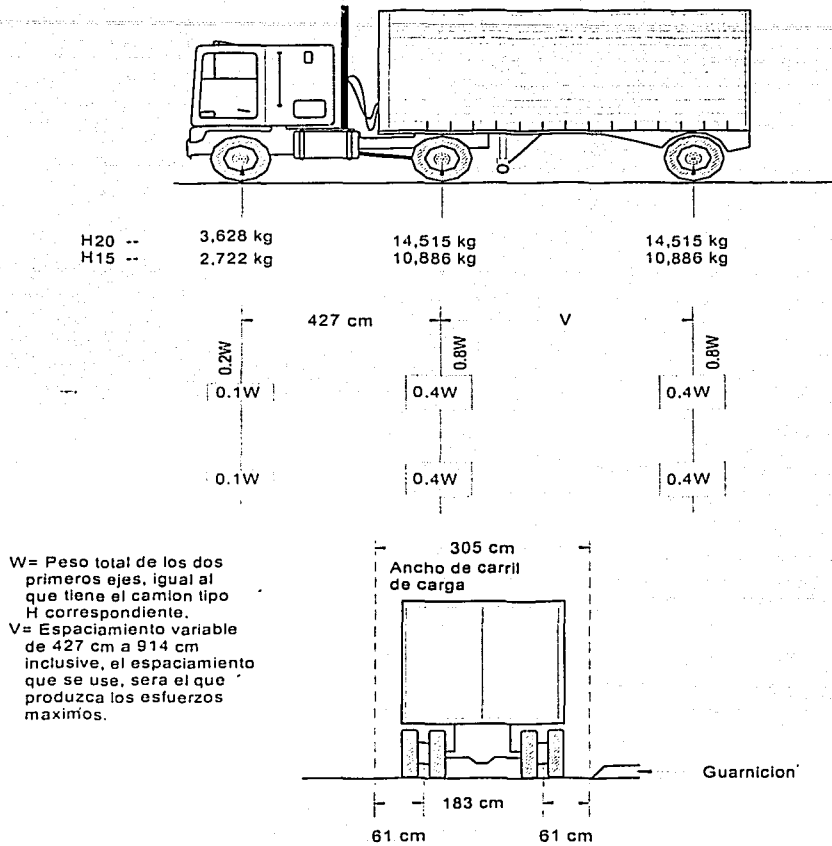
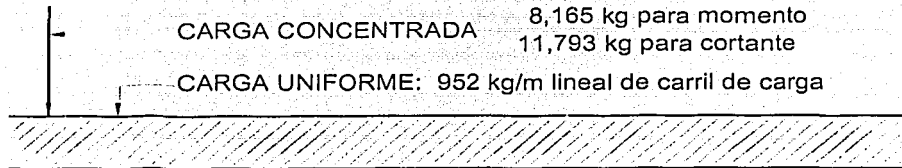
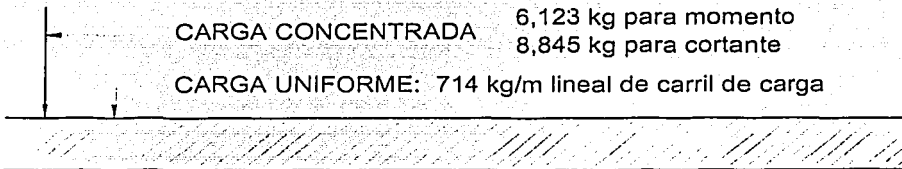


Figura 16: Camión tipo HS-20

CARGA H20 Y HS20

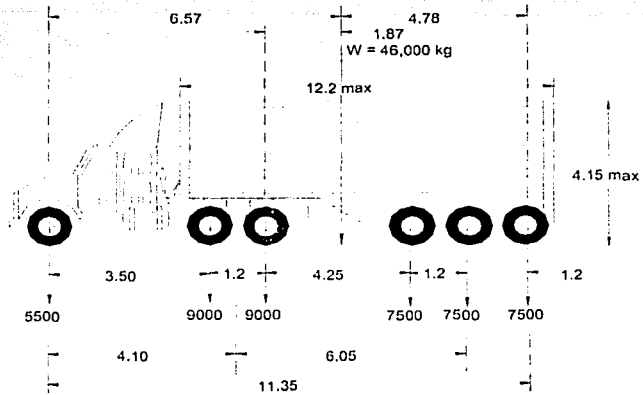


CARGA H15 Y HS15

**Figura 17: Carga uniforme por carril equivalente**

2.1.5 CAMIONES TIPO T3-S3 Y T3-S2-R4

CAMION T3-S3



CAMION T3-S2-R4

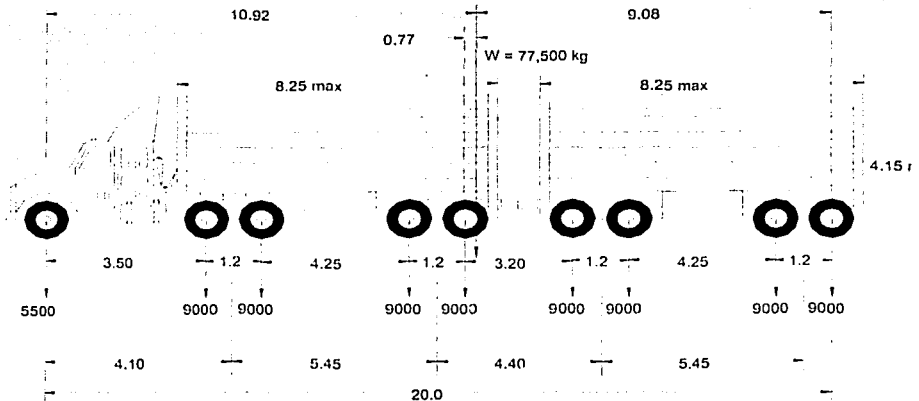


Figura 18: Camiones Tipo

La distancia del eje posterior en este tipo de camiones es variable, con objeto de que el espacio entre los ejes se pueda aproximar a las características de los semirremolques actuales. Además, la variación de la distancia entre los ejes permite, en puentes de claros continuos, colocar las cargas de los ejes más pesados en los claros adyacentes, de manera que se produzcan los mayores momentos negativos.

Cabe aclarar que en México, los vehículos autorizados por la Secretaría de Comunicaciones y Transportes para el diseño de puentes son más pesados que los especificados por la AASHTO esto se debe a que las condiciones en uno y otro país son distintas, por lo que están referidos a las series T3 (tractor de 3 ejes) acompañadas por un semirremolque de 2 ó 3 ejes (S2 ó S3) y en ocasiones un remolque de 4 ejes (R4), como se puede observar en la figura 18.

2.1.6 CARRILES DE TRÁNSITO

Se considera que la carga por carril o la de un camión tipo ocupará un ancho de 3.05 m, éstas cargas se colocarán para proyecto en un ancho de carril dado por la siguiente expresión:

$$A = A_c / N$$

donde:

A = ancho de carril para proyecto.

A_c = ancho de calzada entre guarniciones, sin contar la faja o camellón central.

N = número de carriles para proyecto cuyo valor está en función del ancho de calzada A_c.

En la siguiente tabla se proporcionan los valores del número de carriles (N), para distintos valores de ancho de calzada (Ac).

Ac (m)	N
$6.1 \leq Ac < 9.14$	2
$9.14 \leq Ac < 12.8$	3
$12.8 \leq Ac < 16.46$	4
$16.46 \leq Ac < 20.12$	5
$20.12 \leq Ac < 23.77$	6
$23.77 \leq Ac < 27.43$	7
$27.43 \leq Ac < 31.09$	8
$31.09 \leq Ac < 34.75$	9
$34.75 \leq Ac < 38.40$	10

2.1.7 TIPO DE CARGA POR CAMIÓN Y POR CARRIL

De la figura 15 a la figura 17 se presentan las distancias entre los ejes de ruedas, la distribución de pesos y las dimensiones que definen el gálibo de los camiones tipo H y HS, adicionalmente se proporcionan las cargas por carril, las cuales consisten en una carga uniforme por metro lineal de carril combinado con una carga concentrada, colocadas ambas cargas, de tal manera que produzcan los máximos esfuerzos. Tanto la carga uniforme como la carga concentrada se consideran uniformemente distribuidas en un ancho de 3.05 m sobre una línea que sea normal al eje central del carril.

Para el cálculo de momentos flexionantes y esfuerzos cortantes, se usarán diferentes cargas concentradas, como lo indican las figuras anteriores. Las cargas más ligeras se usarán cuando los esfuerzos que se buscan son principalmente esfuerzos de flexión y las cargas concentradas más pesadas se usarán cuando se estudien principalmente esfuerzos cortantes.

El objeto de tener un sistema de cargas por carriles proporciona un método más simple para determinar los momentos flexionantes y los cortantes, que el basado en el uso de las cargas por rueda de los camiones.

Puede decirse que en general, para claros grandes, la carga equivalente provoca esfuerzos mayores que los producidos por un solo camión.

2.1.8 CARGAS PARA BANQUETAS Y GUARNICIONES.

2.1.8.1 BANQUETA.

La banqueta se define como la porción de área del piso del puente que sirve para el tránsito de peatones.

Los pisos, largueros y apoyos inmediatos de banquetas se proyectarán para una carga viva de 415 kg/m de área de banqueta.

2.1.8.2 GUARNICIONES Y PARAPETOS.

Las guarniciones y parapetos son guías equivalentes a una barra que sirve para proteger y guiar el movimiento de tránsito vehicular y de peatones, así como también impide el tránsito sobre el costado de la estructura.

Las guarniciones se proyectarán para que resistan una fuerza lateral no menor de 750 kg/m de guarnición aplicada en la parte superior de la misma a una elevación de 25 cm arriba del piso, si la guarnición rebasa la altura de 25 cm.

2.1.9 IMPACTO.

Los esfuerzos debidos por carga viva en una estructura, serán aumentados en una cantidad de acuerdo a la siguiente expresión:

$$I = 15.24 / (L+38)$$

donde:

I = impacto, expresado en por ciento. Podrá alcanzar un valor máximo de $0.30 = 30\%$, correspondiente a un claro de $L = 12.7$ m; para claros menores se deberá usar $I = 0.30$.

L = longitud del claro del elemento en m.

Los esfuerzos producidos por impacto se determinan multiplicando los esfuerzos debidos a la carga viva por el valor que resulte del impacto. Posteriormente estos esfuerzos se sumarán a los de la carga viva para obtener los esfuerzos totales debidos al vehículo.

2.2 DISTRIBUCIÓN DE LAS CARGAS SOBRE LAS LOSAS DE CONCRETO.

2.2.1 LONGITUD DEL CLARO.

- a) Para losas simplemente apoyadas la longitud del claro se tomará como la distancia centro a centro de los apoyos, sin exceder la distancia formada por el claro libre más el espesor de la losa.
- b) En losas sobre vigas o muros colados monolíticamente sobre sus apoyos, el claro se tomará como la distancia centro a centro de sus apoyos.

DISTANCIA DE LAS CARGAS DE LAS RUEDAS AL BORDE DE LA LOSA.

Para el proyecto de una losa debe considerarse que la línea por la cual pasa una carga (por rueda) dista 30 cm de la guarnición.

2.3 MOMENTOS FLEXIONANTES.

Los momentos flexionantes por metro de ancho de losa debidos a carga viva, se determinarán de acuerdo con los Casos A y B:

Para todos los casos se utilizarán las siguientes literales cuyo significado es:

S = Longitud del claro

E = Ancho de la losa en el cual se considera distribuida la carga de una rueda

N = Número de carriles de circulación en el puente

W = Ancho de la calzada entre guarniciones

Q = Carga uniforme equivalente por metro lineal de línea de tránsito

P = Carga de una rueda

P_1 = Carga de una rueda de un eje aislado

P_2 = Carga de una rueda de un eje aislado gemelo (tándem)

2.3.1 CASO A

Armado principal perpendicular a la dirección del tránsito

La siguiente tabla resume las expresiones para el cálculo de los momentos flexionantes dependiendo del tipo de ejes y de la longitud del claro de la losa.

2.3.1.1 Fórmulas para el cálculo de momentos cuando el armado principal es perpendicular a la dirección del tránsito.

ANCHO DE DISTRIBUCIÓN DE LAS CARGAS DE LAS RUEDAS		FORMULAS PARA EL MOMENTO	
		CLARO SIMPLE	CLARO CONTINUO
Para un eje aislado $0.6m \leq L \leq 2.15m$	$E = 0.6S + 0.76$		$M = \pm P_1 S/5E$
Para $L > 2.15m$	$E = 0.4S + 1.14$	$M = P_1 S/4E$	$M = \pm P_1 S/5E$
Para ejes gemelos (tándem) $0.6m \leq L \leq 2.15m$	$E = 0.36S + 0.79$	$M = P_2 S/4E$	$M = \pm P_2 S/5E$
Para $L > 2.15m$	$E = 0.06S + 1.42$	$M = P_2 S/4E$	$M = \pm P_2 S/5E$

NOTA: Al proyectar para cargas H-20-S16, la carga de 5443 kg de una rueda es la que rige para claros menores a 3.2 m; y las cargas de 3628 kg son las que gobiernan para claros mayores o iguales a 3.2 m

2.3.1.2 Fórmulas para el cálculo de momentos flexionantes cuando el armado es paralelo al tránsito.

ANCHO DE DISTRIBUCIÓN	FORMULAS PARA EL MOMENTO	
	CLAROS LIBREMENTE APOYADOS	CLAROS CONTINUOS
$E = 0.175 S + 0.976$	$M = PS/4E$	$M = PS/5E$

Las fórmulas para determinar el ancho de distribución y los momentos, condensadas en las tablas anteriores en función del peso de una sola rueda, tienden a simplificar los cálculos. Los resultados que se obtienen al aplicar estas expresiones son sensiblemente iguales a los que resultan de métodos más exactos, colocando todas las ruedas de los camiones en la posición que produce los momentos máximos.

2.4 LOSAS EN VOLADIZO

En las siguientes fórmulas, para distribución de cargas sobre losas en voladizo, la losa se proyecta para soportar la carga independientemente del apoyo que proporcione la orilla a lo largo del extremo del voladizo.

CASO A.- Refuerzo perpendicular al tránsito

$$M = P(x)/E \quad [\text{kg-m}]$$

donde:

$$E = 0.8x = 1.143$$

x = distancia en m; ancho de distribución de cada rueda en m desde la carga hasta el punto de apoyo.

M = momento por metro de ancho de losa

CASO B.- Refuerzo paralelo al tránsito

$$M = P(x)/E \quad [\text{kg-m}]$$

donde:

$$E = 0.35x = 0.97 \text{ m}$$

Estas expresiones son válidas para claros que varían de 0.6 m hasta 3.66 m.

2.5 VIGAS MARGINALES.

Las vigas marginales se pondrán en todas las losas que tengan el refuerzo principal paralelo al tránsito. La viga podrá ser integrada a la losa con un peralte mayor que el de la losa, o una sección integrada, reforzada y formada por la losa y la guarnición.

Estas vigas se proyectarán para resistir un momento por carga viva determinado por la siguiente expresión:

$$M_{cv} = 0.10 PS$$

donde:

P = Carga por rueda en Kg (P15 ó P20)

S = Longitud del claro en m

Esta expresión es utilizada para los claros simplemente apoyados y podrá reducirse un 20% para los claros continuos.

(1) En el proyecto de pisos (losas de concreto, pisos de parrilla de acero y pisos de madera) para cargas H-20 ó H-20-S-16, se podrá usar una carga axial de 10,866 kg o dos cargas axiales de 7,257 kg cada una espaciadas 122 cm entre sí, seleccionando la que produzca el mayor esfuerzo, en vez de la carga axial de 14,515 kg que se ilustra.

(2) Para proyectar losas se supondrá que el eje vertical central de la rueda quede a 30.5 cm de la cara de la guarnición.

2.6 ACERO DE REFUERZO POR DISTRIBUCIÓN.

En el lecho inferior de todas las losa se colocará acero de refuerzo principal para realizar una distribución lateral de las cargas vivas concentradas. La cantidad de acero será un porcentaje del acero de refuerzo principal necesario para momento positivo. Dicho porcentaje se determinará con las siguientes fórmulas:

a) Para el caso del refuerzo principal paralelo al tránsito:

$$\% = \frac{100}{\sqrt{(3.28 * S)}}$$

b) Para el caso del refuerzo perpendicular al tránsito:

$$\% = \frac{200}{\sqrt{(3.28 * S)}}$$

donde: S = longitud del claro en m.

CAPITULO III

3 CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DE LA SECCIÓN

3.1 DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO.

Para proyectar cualquier tipo de puente se deben conocer perfectamente las características y dimensiones del mismo, información que obtenemos de los estudios de campo, así como de tomar en cuenta condiciones de funcionalidad, resistencia, durabilidad y estética.

El proyecto que a continuación se estudiará consiste en el análisis y diseño de la superestructura de un puente vehicular; la cual será a base de losa plana aligerada de concreto reforzado, que cubrirá un claro total de 15.00 m. de longitud y será analizado para una carga móvil combinada en dos bandas de circulación, utilizando un camión HS-20 y un T3-S2-R4 los cuales son recomendados por la S.C.T. para este tipo de puentes. Uno de los extremos tendrá apoyo fijo y el otro será móvil. Los elementos de protección que son utilizados, como el parapeto, la guarnición y banqueta son los que recomienda el Manual de Proyectos Tipo de Elementos de Concreto Reforzado de la S.C.T. como lo indica la fig. 19

I. Para ejemplificar y comprender mejor el estudio del puente, se analizará como una viga continua y simplemente apoyada en sus extremos, de peralte constante y con una carga uniformemente repartida a todo lo largo. Como se mencionó anteriormente, la sección transversal del puente en estudio será a base de concreto reforzado y aligerado, utilizando 4 tubos de cartón comprimido de 0.82 m. de diámetro, con recubrimiento superior e inferior de 0.14 m.

3.2 Datos del proyecto

- Claro entre apoyos	14.50 m
- Longitud Total	15.00 m
- Ancho de Guarnición	0.25 m
- Ancho de Banqueta	1.00 m
- Ancho de Calzada	7.50 m
- Ancho Total	10.00 m
- Pendiente Transversal	-2.00 %
- Carga Móvil	HS-20 y T3-S2-R4
- Acero de Refuerzo Ordinario	4200 kg/cm ²
- Resistencia del concreto en losa reforzada a los 28 días	f _c = 250 kg/cm ²
- Número de Carriles	2
- Carpeta Asfáltica	0.10 m
- Parapeto Tipo	T-34.4.1
- Guarnición Tipo	T-33.1.1
- Banqueta Tipo	T-33.1.1

3.3 PROPIEDADES GEOMÉTRICAS DE LA SECCIÓN.

Analizando las propiedades geométricas de la sección propuesta del puente las podemos visualizar y/o ejemplificar en la figura número 20:

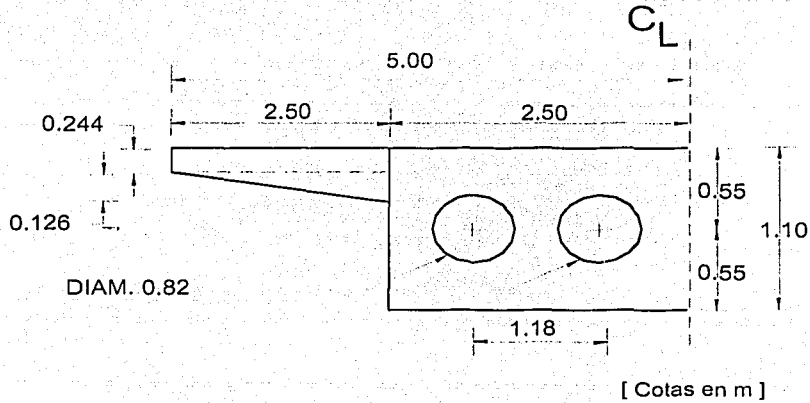


Figura 20: Sección propuesta

3.4 MOMENTO DE INERCIA CENTROIDAL

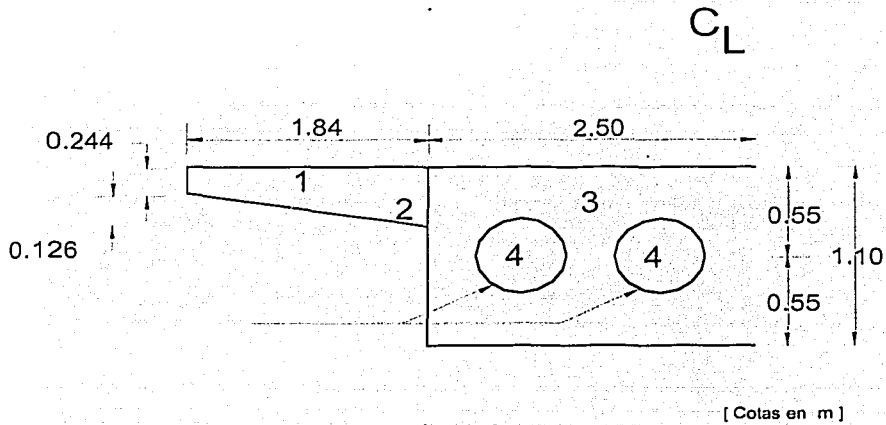


Figura 21

Después de tener visualizada la sección propuesta del puente pasamos a obtener los momentos de inercia centroidal de cada zona de la sección. Para nuestro caso serán cuatro, las cuales están representadas en la figura 21, se obtendrán sus momentos con respecto a la cara o lecho inferior de la losa. Los resultados obtenidos se encuentran en las tablas 3.4.1, 3.4.2 y 3.4.3

3.4.1 POSICIÓN DEL EJE CENTROIDAL.

ZONA	AREA (cm ²)	BRAZO (cm)	MOMENTO (kg-cm)
1	4,489.60	97.80	439,082.88
2	1,159.20	81.40	94,358.88
3	27,500.00	55.00	1'512,500.00
4	-10,562.04	55.00	-580,912.20
	Σ 22,586.76		Σ 1'465,029.60

$$Y_{inf.} = 1'465029.60 / 22586.76 = 64.86 \text{ cm}$$

$$Y_{sup.} = 110 - 64.86 = 45.14 \text{ cm}$$

3.4.2 ÁREAS POR SU DISTANCIA AL CUADRADO.

ZONA	ÁREA (cm ²)	D (cm)	Ad ² (cm ⁴)
1	4,489.60	32.94	4'871,411.70
2	1,159.20	16.54	317,124.20
3	27,500.00	9.86	2'673,539.00
4	-10,562.04	9.86	-1'026,837.30
			Σ 6'835,237.60

3.4.3 MOMENTO DE INERCIA CENTROIDAL DE CADA FIGURA.

FIGURA	INERCIA (cm ⁴)
1	$(184 * (24.4)^3) / 12 = 222,744.02$
2	$(184 * (12.6)^3) / 36 = 10,224.14$
3	$(250 * (110)^3) / 12 = 27'729,167.00$
4	$(\pi * (82)^4 * 2) / 64 = -4'438,695.00$
	$\Sigma 23'523,440.00$

Momento de inercia de media sección transversal.

$$\Sigma = 6'835,237.60 + 23'523,440.00 = 30'358,678 \text{ cm}^4$$

$$I_x = 30'358,678 \text{ cm}^4$$

Media Sección

$$A = 22,586.76 \text{ cm}^2$$

$$Y_s = 45.14 \text{ cm}$$

$$Y_i = 64.86 \text{ cm}$$

$$I_x = 30'358,678 \text{ cm}^4$$

Sección Completa

$$A = 45'173.52 \text{ cm}^2$$

$$Y_s = 45.14 \text{ cm}$$

$$Y_i = 64.86 \text{ cm}$$

$$I_x = 60'717,356 \text{ cm}^4$$

3.4.4 MOMENTO ESTÁTICO DE LA SECCIÓN ARRIBA DEL EJE CENTROIDAL.

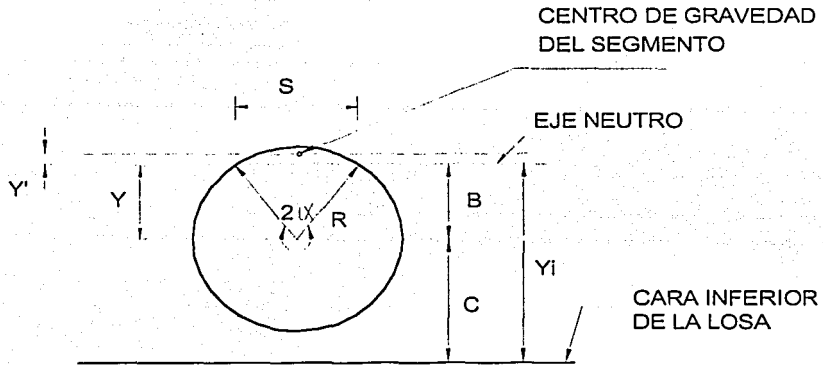


Figura 22: Segmento circular arriba del eje centroidal

$A = \text{Área del segmento circular.}$

$$Y = S^3 / 12A$$

$$Y_i = 64.86 \text{ cm}$$

$$C = 55 \text{ cm}$$

$$B = 64.86 - 55 = 9.86 \text{ cm}$$

$$S = 2 [(41)^2 - (9.86)^2]^{1/2}$$

$$S = 2 * 39.79 = 79.58 \text{ cm}$$

$$\alpha = \text{sen}^{-1} = 39.79 / 41 = 76^\circ 045$$

$$2\alpha = 152^\circ 09113$$

CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DE LA SECCIÓN

$$A = [\pi (41)^2 (152.09113)/360] - 79.58 * 9.86 * 0.5 = 1838.77 \text{ cm}^2$$

$$Y = (79.58)^3 / 12 * 1838.77 = 22.84 \text{ cm}$$

$$Y' = 22.84 - B = 22.84 - 9.86 = 12.98 \text{ cm}$$

ZONA	ÁREA (cm ²)	BRAZO (cm)	Q/2 (cm ³)
1	4,489.60	32.94	147,887.42
2	1,159.20	11.54	19,173.17
3	11,285.00	22.57	254,702.45
4	-3,677.54	12.98	-47,734.47
			Σ 374,028.57

$$Q = 2 * 374028.57 = 748057.14 \text{ cm}^3$$

$$t = (250 * 2) - (82 * 4) = 172 \text{ cm}$$

$$v = VQ/It = (161030 * 748057.14) / (60 * 717354 * 172)$$

$$v = 11.53 \text{ kg/cm}^2 < 0.075f_c = 18.75 \text{ kg/cm}^2$$

$$v_{prom.} = 161030 / (172 * 95) = 9.85 \text{ kg/cm}^2$$

3.5 CARGAS EN EL PUENTE.

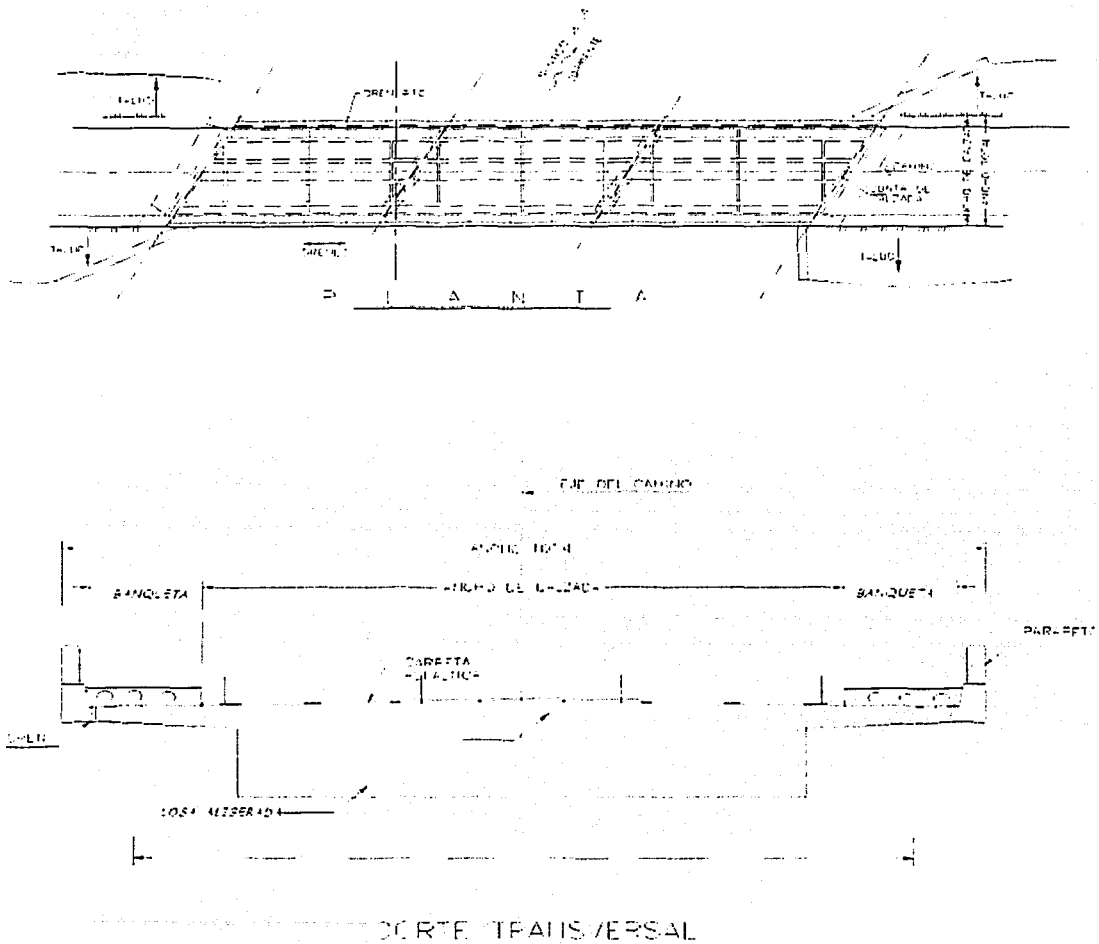


Figura 23: Planta y corte del puente

3.6 ANÁLISIS DE SOLICITACIONES.

3.6.1.1 CARGA MUERTA.

La carga muerta la obtenemos de sumar todas las cargas permanentes que actúan en la estructura, las cuales están representadas por diferentes elementos o cuerpos en el puente como son: diferentes tipos de parapetos (concreto y acero), banquetas sobre (losa, terraplén, alero de caballete o superestructura), guarniciones, etc.,.

Para el caso de nuestro puente en estudio, la carga muerta esta integrada por los siguientes elementos:

- a) Parapeto
- b) Guarnición
- c) Banqueta
- d) Losa de voladizo
- e) Losa central

El parapeto, la guarnición y la banqueta son los que aparecen en el Manual de Proyectos Tipo de Elementos de Concreto Reforzado de la S.C.T.

3.6.1.2 CALCULO DE CARGA MUERTA.

3.6.1.3 CALCULO DEL PARAPETO:

Parapeto:

$$4 \text{ Remates} = 0.11 * 2.4 * 4 = 1.056 \text{ t}$$

$$14 \text{ Pilastras} = 0.02 * 2.4 * 14 = 0.672 \text{ t}$$

$$\text{Tubos} = 12.30 * 2 * 0.0167 = 0.411 \text{ t}$$

$$\text{Total} = 2.139 \text{ t}$$

Peso por metro lineal de parapeto: $2.139 / 15.00 = 0.14 \text{ t/m}$

3.6.1.4 CALCULO DEL PESO DE LA GUARNICIÓN Y BANQUETA.

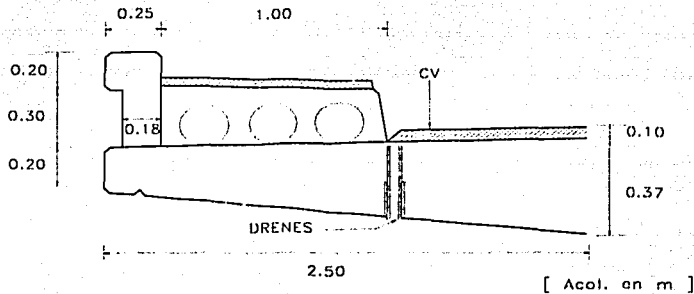


Figura 24: Guarnición y Banqueta

$$\text{Guarnición: } [0.18 * 0.30 + 0.25 * 0.20] * 2 * 2.4 = 0.50 \text{ t/m}$$

Para la banquetta se utilizaran 3 tubos de cartón comprimido de 21 cm. de diámetro para aligerar el peso de la misma.

Banqueta: $0.30 * 1.0 - [(.21^2 * 3.14) / 4] * 3] * 2 * 2.4 = 0.94 \text{ t/m}$

Para la carpeta asfáltica será considerado 10 cm. de espesor y se tomará un peso volumétrico del asfalto de 2.2 t/m^3

Carpeta Asfáltica: $7.50 * 0.10 * 2.2 = 1.65 \text{ t/m}$

3.6.1.5 CALCULO DE LA LOSA CENTRAL Y VOLADIZO.

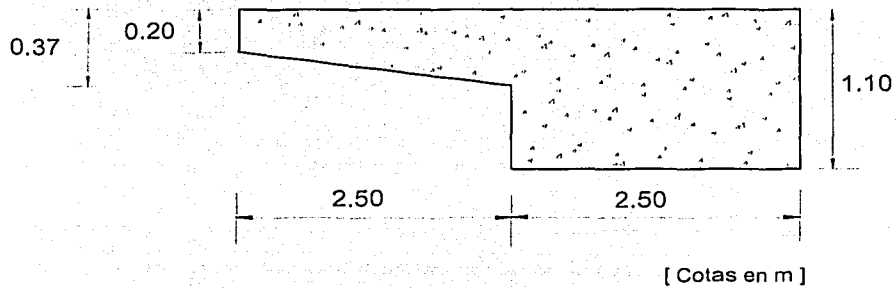


Figura 25: Losa central y voladizo

Losa Voladizos: $[(0.20 + 0.37) / 2] * 2.50 * 2 * 2.4 = 3.42 \text{ t/m}$

Losa Central: $1.10 * 5.00 * 2.4 = 13.20 \text{ t/m}$

3.6.1.6 CALCULO DEL PESO ALIGERADO.

Aligeramiento por tubos: $4 * [((0.82)^2 * \pi) / 4] * 2.4 = 5.069 \text{ t/m}$

3.6.1.7 TOTAL DE CARGA MUERTA.

Parapeto:	0.14 t/m
Guarnición:	0.50 t/m
Banqueta:	0.94 t/m
Carpeta asfáltica:	1.65 t/m
Losa del voladizo	3.42 t/m
Losa central:	13.20 t/m

$$W_{\text{Total}} = 19.85 \text{ t/m}$$

Por lo que el peso total de la carga muerta es de : 19.85 t/m

El aligeramiento por tubos de cartón: 5.069 t/m

Por ultimo restamos el peso obtenido del aligeramiento por tubos de cartón al peso total de la carga muerta, para así obtener el peso total de la parte aligerada por lo que nos queda:

Peso total de la parte aligerada: 14.781 t/m

La representación esquemática para el estudio de nuestro puente, sería utilizando una viga continua simplemente apoyada y con las cargas muertas permanentes actuando uniformemente sobre la viga, como lo representa el siguiente diagrama:

W_1 de la parte maciza de 1 m de longitud: $W_1 = 19.850 \text{ t/m}$

W_2 de la parte aligerada: $W_2 = 14.781 \text{ t/m}$

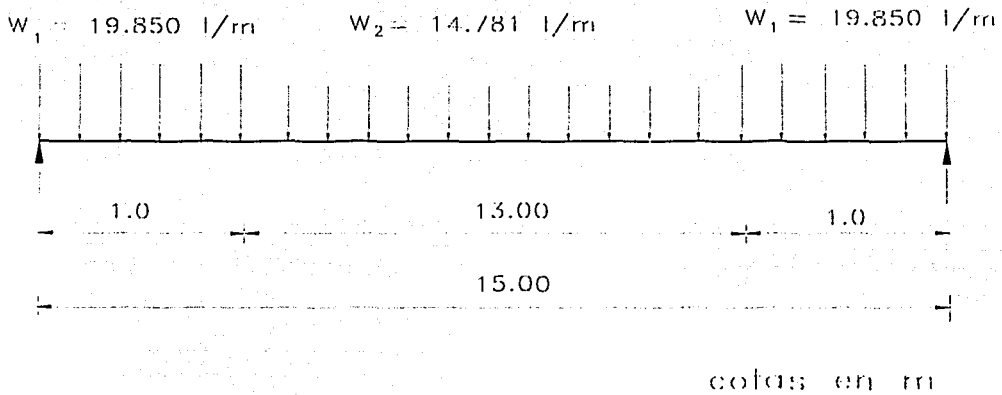


Figura 26: Diagrama de cargas para diseño

3.6.1.7.1 CARGA VIVA.

La carga viva, consiste en el peso de la carga móvil aplicada, como son:

- Camiones, autos y peatones.

Por lo que respecta a la carga viva por camiones, para el análisis de nuestro estudio se utilizaran de dos tipos. El primero, un camión que la AASHTO lo designa como HS - 20, y el segundo es un camión autorizado por la Secretaría de Comunicaciones y Transportes denominado T3 - S2 - R4. Las características de estos dos vehículo se muestran a continuación en las figuras 27 y 28 respectivamente.

Cabe aclarar que en México, los vehículos autorizados por la SCT para el diseño de puentes son más pesados que los especificados por la AASHTO, debido a que las condiciones en uno y otro país son diferentes. Esto se refiere a la serie T3 (que es un tractor de 3 ejes) acompañado por un semirremolque de 2 o 3 ejes (del tipo S2 ó S3) y en ocasiones un remolque de 4 ejes (denominado R4).

3.6.1.7.2 CAMIÓN TIPO HS-20 Y T3-S2-R4.

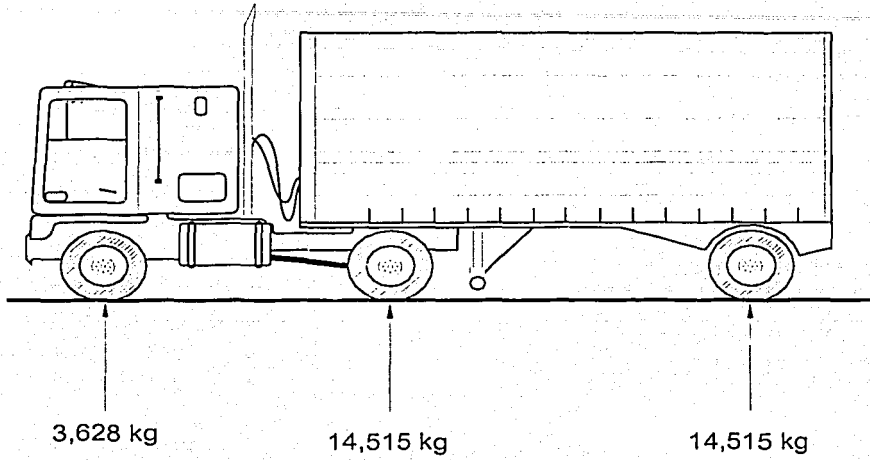


Figura 27: Camión tipo HS-20

CAMION T3-S2-R4

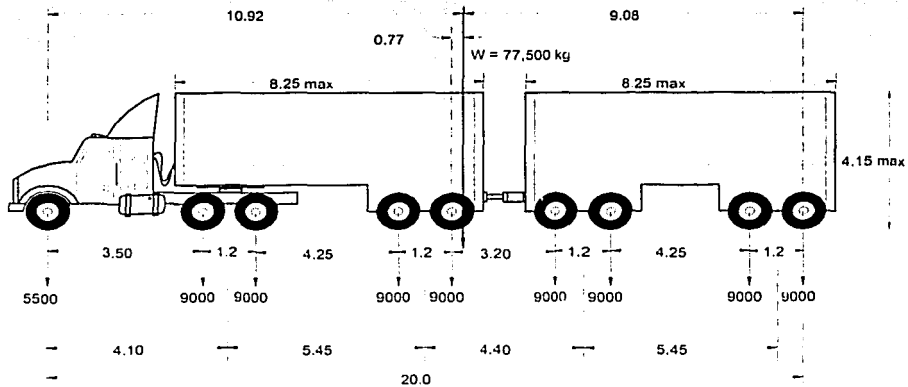


Figura 28: Camión tipo T3-S2-R4

También la AASHTO, considera una carga llamada de carril, las cuales consisten, en una carga uniforme por metro lineal de carril, combinado con una carga concentrada, colocadas ambas cargas, de tal manera que produzcan los máximos esfuerzos.

Puede decirse que, en general, para claros grandes, la carga equivalente provoca esfuerzos mayores, que los producidos por un solo camión.

Para el caso de la carga por peatón, se analizará con una carga viva de 415 kg/cm^2 de área de banqueta.

Los esfuerzos debidos por carga viva en una estructura, serán aumentados en una cantidad de acuerdo a la expresión señalada en el capítulo II para impacto.

Los esfuerzos producidos por impacto, se determinan multiplicando los esfuerzos debidos a la carga viva, por el valor que resulte del impacto. Posteriormente, estos esfuerzos se sumaran a los de la carga viva, para obtener los esfuerzos totales debidos a los vehículos.

3.6.1.7.3 CALCULO DEL No. DE BANDAS DE CIRCULACIÓN.

Número de bandas de circulación : ancho de calzada / ancho del gálibo

Ancho de calzada: $(5.00 - 1.00 - 0.25) = 3.75 \times 2 = 7.50 \text{ m}$

Ancho gálibo del camión HS - 20 y T3 - S2 - R4 = 3.05 m

Sustituyendo: No. bandas circulación: $7.50 / 3.05 = 2.40$

Nos da un resultado de 2.00 bandas de circulación por lo que se pondrán:

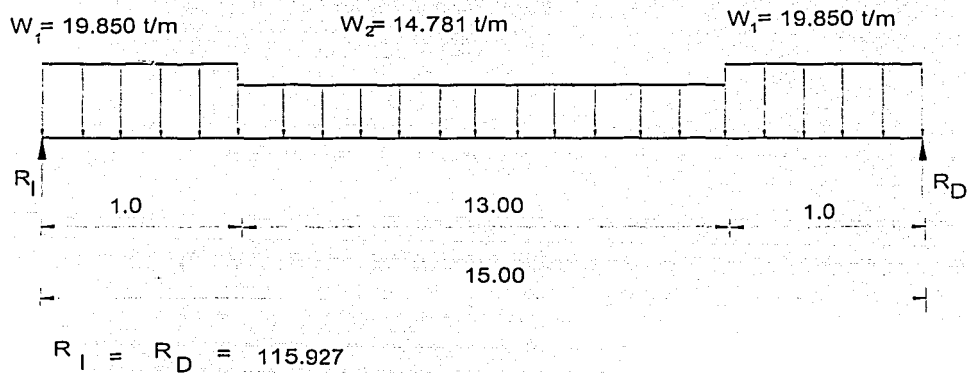
1 camión T3 - S2 - R4 y 1 camión HS - 20.

CAPITULO IV

4 ANÁLISIS DEL PUENTE

4.1 CALCULO DE LOS ELEMENTOS MECÁNICOS POR CARGA MUERTA.

Después de haber obtenido todas las cargas muertas que actuaron en nuestra estructura, tanto del área maciza como de la parte aligerada e idealizando la misma como una viga continua simplemente apoyada en sus extremos como se mencionó anteriormente, se procederá al cálculo de los elementos mecánicos.



Cotas en m

Figura 27: Diagrama de cargas propuestas

W_1 de la parte maciza de 1 m de longitud: $W_1 = 19.850 \text{ t/m}$

W_2 de la parte aligerada: $W_2 = 14.781 \text{ t/m}$

Obteniendo las reacciones, (por simetría):

$$R_1 = R_D = [19.85(1.0) + 14.781(13.0) + 19.85(1.0)] / 2 = 115.927 \text{ t}$$

$$R_1 = R_D = 115.927 \text{ t}$$

Obteniendo los momentos flexionantes debidos a carga muerta.

Momentos: $M_{CM} = 115.927 (X) - 19.850 (X - 0.50) - [14.781 (X - 1)^2] / 2$

Cuando $X \geq 1.00$ m. y $X \leq 14.00$ m

DISTANCIA (X) (m)	Momento Carga Muerta. (t - m)	Momento Sobre Carga Muerta. (t - m)
1.00	84.37	106.00
2.00	154.52	194.69
3.00	212.97	268.59
4.00	259.73	327.72
5.00	294.80	371.79
6.00	318.18	401.63
7.00	329.87	416.41
7.50	331.34	418.25
8.00	329.87	416.45
9.00	318.18	401.63
10.00	294.79	371.79
11.00	259.73	327.72
12.00	212.97	268.59
13.00	154.52	194.69
14.00	84.37	106.00

Obteniendo las fuerzas cortantes debidas a carga muerta.

Cortantes:

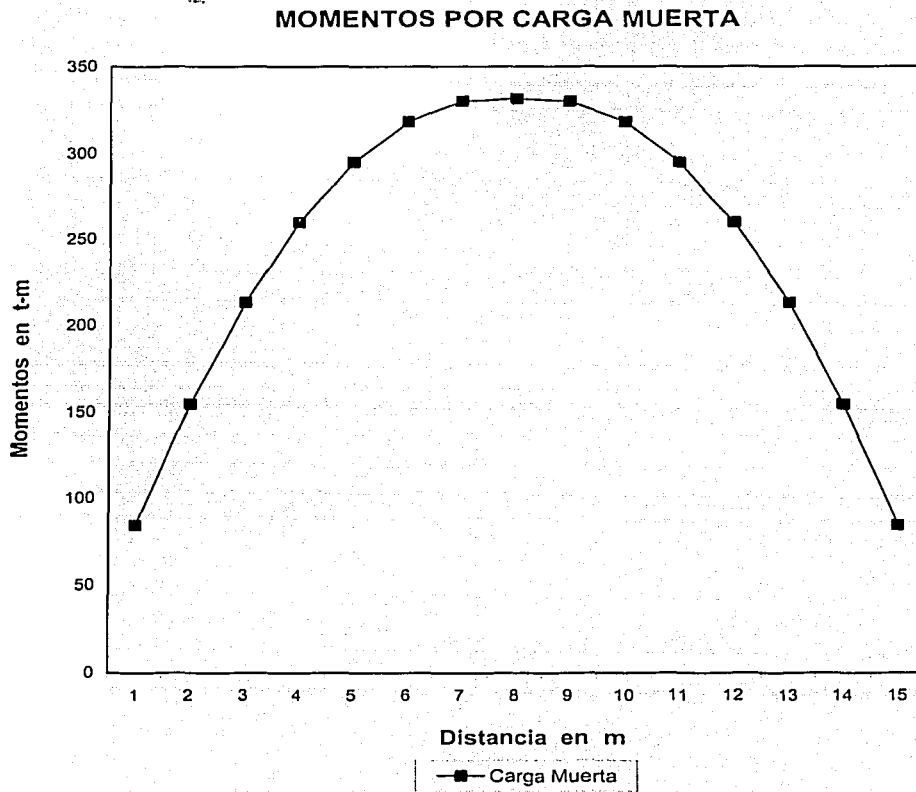
$$V_{CM} = 115.927 - 19.850 - 14.781 (X - 1)$$

Cuando $X > 1.00$ m y $X \leq 14.00$ m

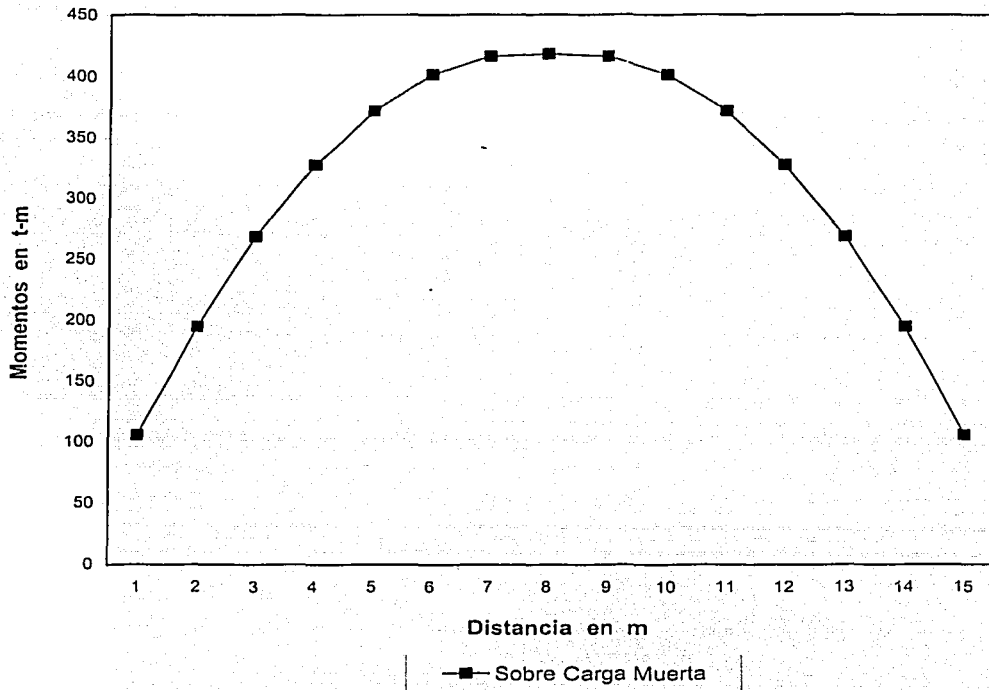
DISTANCIA (X) (m)	Cortante Carga Muerta (t)	Cortante Sobre Carga Muerta (t)
1.00	75.99	96.08
2.00	64.30	81.30
3.00	52.61	66.52
4.00	40.92	51.73
5.00	29.23	36.95
6.00	17.54	22.17
7.00	5.85	7.39
7.50	0.00	0.00
8.00	-5.85	-7.39
9.00	-17.54	-22.17
10.00	-29.23	-36.95
11.00	-40.92	-51.73
12.00	-52.61	-66.52
13.00	-64.30	-81.30
14.00	-75.99	-96.08

DIAGRAMAS DE MOMENTOS Y CORTANTES DEBIDOS A CARGA MUERTA.

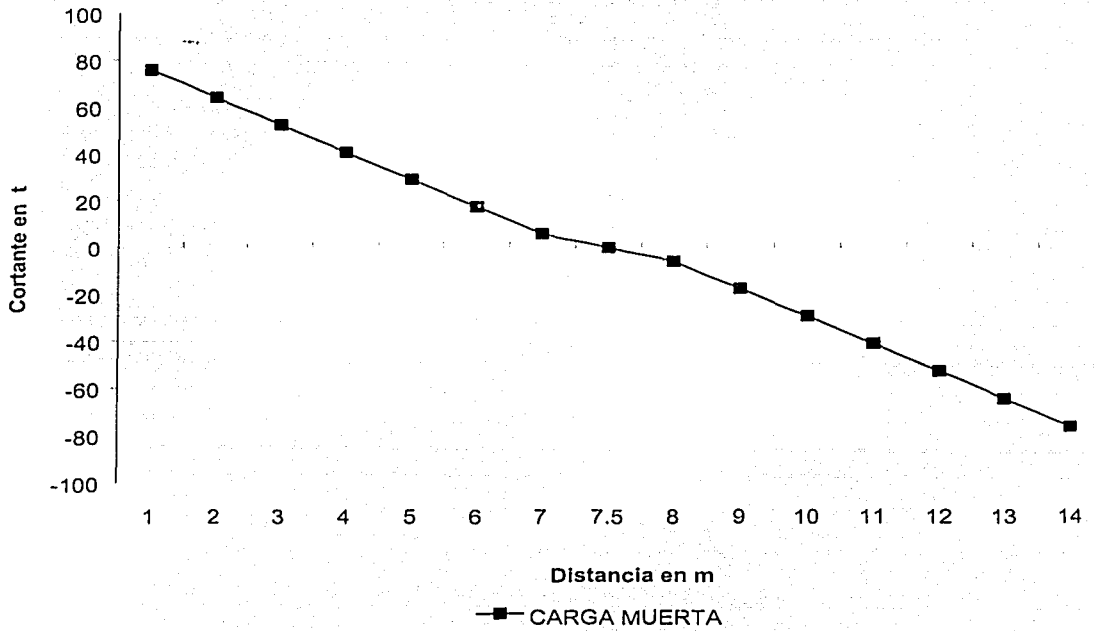
A continuación se ilustran los diagramas de Momentos flexionantes y Fuerzas Cortantes debidos a carga muerta.



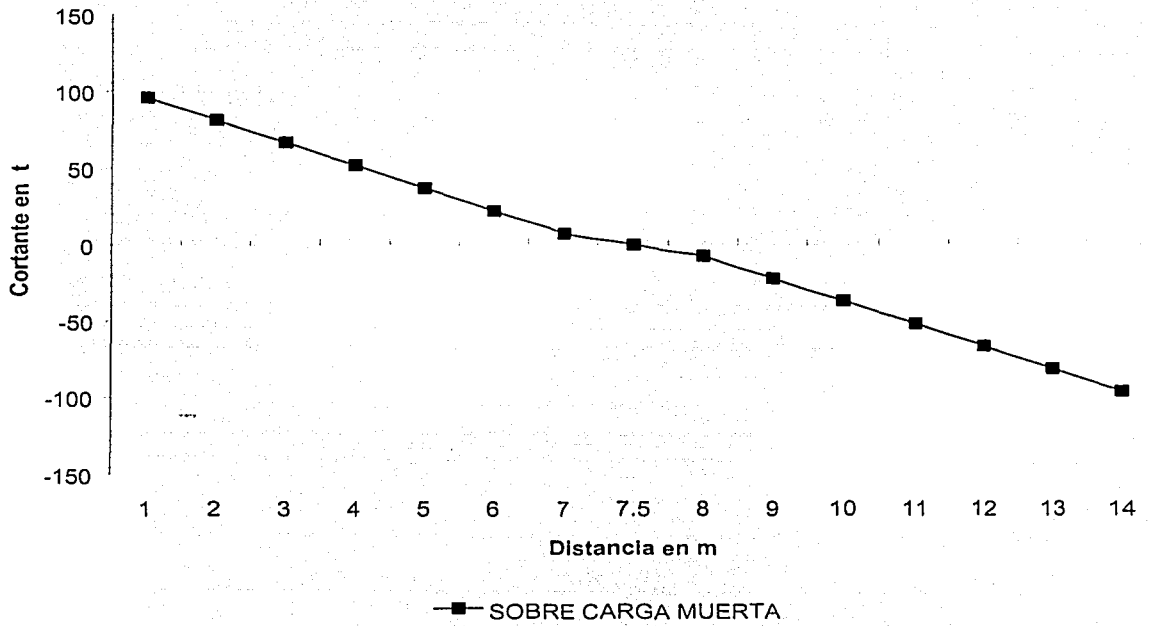
MOMENTOS POR SOBRE CARGA MUERTA



CORTANTES POR CARGA MUERTA



CORTANTES POR SOBRE CARGA MUERTA



4.1.2 CALCULO DE LOS ELEMENTOS MECÁNICOS POR CARGA VIVA.

MOMENTO FLEXIONANTE MÁXIMO ABSOLUTO.

Bajo la acción de una carga concentrada o una carga uniforme, el momento flexionante máximo en una viga simple se presenta en la sección del punto medio de la viga. Sin embargo, cuando una viga simple se somete a un tren de cargas concentradas, el momento flexionante máximo no se presenta generalmente en este punto medio.

Considérese una viga simple sometida al paso de un tren de cargas, como lo indica la figura 30. El momento máximo debe presentarse bajo una cierta carga P_x , en donde la fuerza cortante de la viga cambie de signo, puesto que la condición necesaria para el momento máximo es $dM / dx = V = 0$.

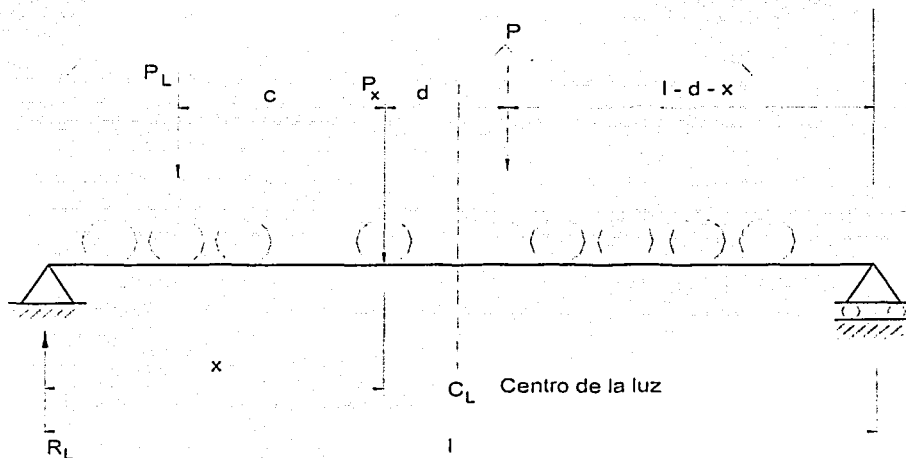


Figura 30: Momento flexionante máximo absoluto

Sea P la resultante de las cargas del grupo; la resultante de las cargas a la izquierda de P es PL; la distancia entre P y PL es "c" y la distancia entre P y el extremo izquierdo es "d". Sea x la distancia entre el apoyo izquierdo y P. Tomando sumatoria de momentos igual a cero, respecto al extremo derecho se obtiene el valor de la reacción en el extremo izquierdo quedando:

$$R_L = [P (l - d - x)] / l$$

El momento bajo P será:

$$M_x = (R_L) (x) - (PL) (c)$$

$$M_x = [(P) (l - d - x) (x) / l] - (PL) (c)$$

Haciendo ahora

$$dM_x / dx = 0$$

Se obtiene la siguiente expresión:

$$x = l - d - c$$

Que nos dice que para obtener el valor máximo absoluto del momento flexionante en una viga simple sometida a un tren de cargas concentradas, la distancia entre un extremo de la viga y la carga de la rueda P debe ser igual a la distancia entre el otro extremo de la viga y la resultante P. En otras palabras, el punto medio de la viga bisecta el segmento P y P.

Generalmente, el valor máximo absoluto se presenta bajo la carga más cercana a la resultante de todas las cargas. Aunque será necesario revisar el momento máximo producido por el tren de cargas para las dos ruedas más cercanas a la resultante con su respectiva posición como lo veremos en el siguiente ejemplo.

4.1.2.1 CAMIÓN T3 - S2 - R4

Después de varios análisis y cambios de posición se obtuvo que los 6 ejes traseros del camión producen el mayor momento o la condición más desfavorable, así como el máximo cortante en el apoyo izquierdo y la máxima fuerza cortante al centro del claro que serán las condiciones a estudiar para nuestro análisis de carga viva.

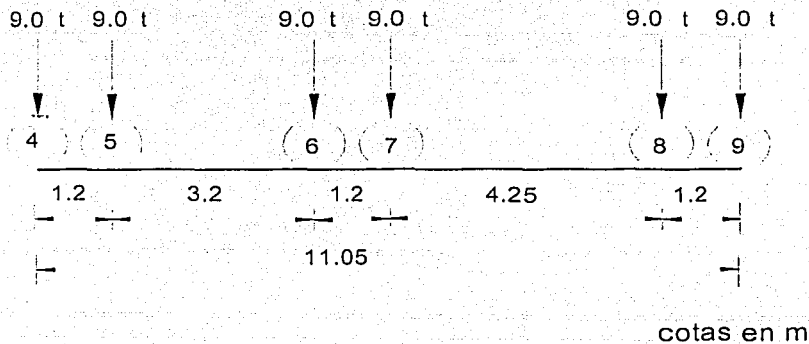


Figura 31: Diagrama de cargas en 6 ejes

PARA EL CAMIÓN T3 - S2 - R4

4.1.2.2 MÁXIMO MOMENTO AL CENTRO DEL CLARO.

La posición que produce el máximo momento positivo por carga viva es la que corresponde al colocar los 6 ejes traseros del camión, de manera que el centro del claro sea equidistante a la resultante del sistema y al eje más próximo a dicha resultante. Generalmente el máximo momento se presenta bajo dicho eje.

Para saber el lugar en donde estará aplicada la fuerza resultante se tomarán momentos de los ejes con respecto al eje 9.

$$\Sigma M_9 = 9 (1.20 + 5.45 + 6.65 + 9.85 + 11.05) = 54X$$

$$X = 307.8 / 54 = 5.70 \text{ m}$$

entonces la resultante se localiza entre los ejes 6 y 7.

1er. Caso a revisar

La resultante se encuentra a 0.25 m de distancia del eje 7.

Se acomodarán las cargas de manera que el eje 7 diste del centro del claro la mitad de 0.25 m (0.125 m), como lo muestra la figura 32

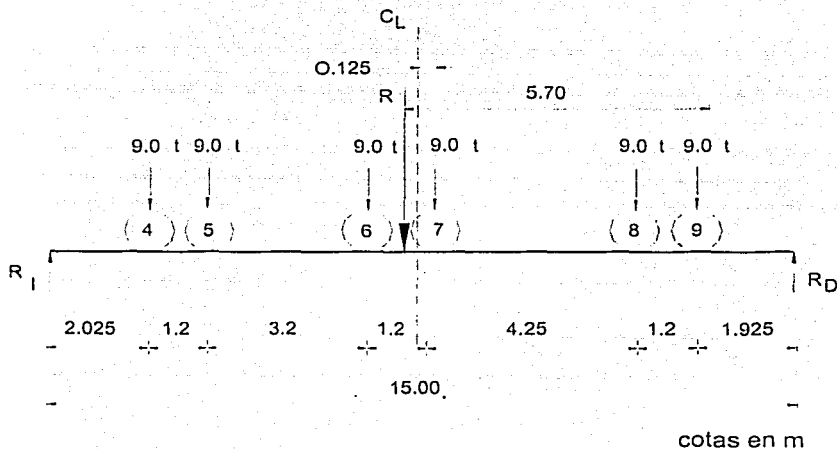


Figura 32: Diagrama de cargas 1er. caso

Obteniendo las reacciones izq. y der. respectivamente:

$$R_i (15) = 9 (1.925 + 3.125 + 7.375 + 8.575 + 11.775 + 12.975)$$

$$R_i (15) = 411.75$$

$$\text{Entonces: } R_i = 27.45 \text{ t } \quad y \quad R_D = 26.55 \text{ t}$$

Obteniendo los momentos :

$$M_4 = R_i X_4 = 55.58 \text{ t-m}$$

$$M_5 = R_i X_5 - 9(1.20) = 77.72 \text{ t-m}$$

$$M_6 = R_i X_6 - 9(3.20 + 4.40) = 107.97 \text{ t-m}$$

$$M_7 = R_D X_7 - 9(4.25 + 5.45) = 108.51 \text{ t-m}$$

$$M_8 = R_D X_8 - 9(1.20) = 72.16 \text{ t-m}$$

$$M_9 = R_D X_9 = 51.10 \text{ t-m}$$

Momentos por Carga Viva + Impacto.

$$M_4 = 55.58 * 1.287 = 71.53 \text{ t-m}$$

$$M_5 = 77.72 * 1.287 = 100.03 \text{ t-m}$$

$$M_6 = 107.97 * 1.287 = 138.96 \text{ t-m}$$

$$M_7 = 108.51 * 1.287 = 139.65 \text{ t-m}$$

$$M_8 = 72.16 * 1.287 = 92.86 \text{ t-m}$$

$$M_9 = 51.10 * 1.287 = 65.76 \text{ t-m}$$

Momento máximo $M_{cv} = 108.51 \text{ t-m}$

Momento $M_{cv+i} = 139.65 \text{ t-m}$

2do. Caso a revisar

La resultante se localiza a 0.95 m de distancia del eje 6.

Se acomodarán las cargas de manera que el eje 6 diste del centro del claro la mitad de 0.95 m (0.475 m), como lo muestra la figura 33.

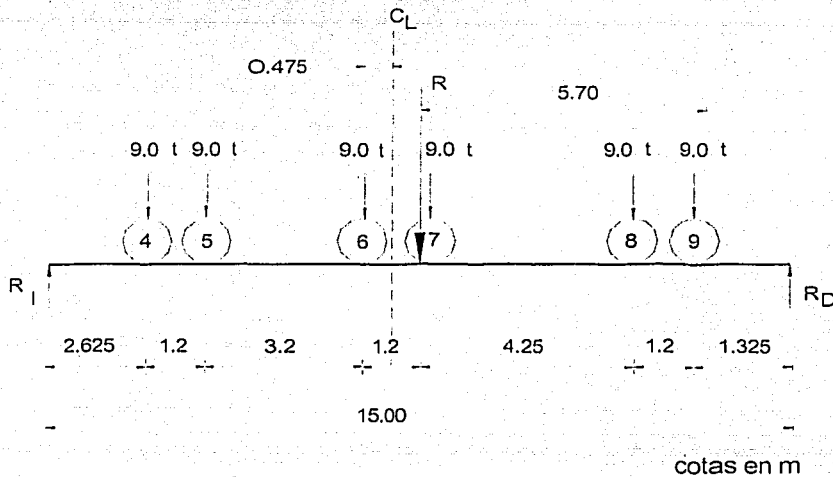


Figura 33: Diagrama de cargas 2do. caso

Obteniendo las reacciones izq. y der. respectivamente:

$$R_I (15) = 9 (1.325 + 2.525 + 6.775 + 7.975 + 11.175 + 12.375)$$

$$R_I (15) = 379.35$$

$$\text{Entonces: } R_I = 25.29 \text{ t } \text{ y } R_D = 28.71 \text{ t}$$

Obteniendo los momentos:

$$M_4 = R_I X_4 = 66.39 \text{ t-m}$$

$$M_5 = R_I X_5 - 9(1.20) = 85.93 \text{ t-m}$$

$$M_6 = R_I X_6 - 9(3.20 + 4.40) = 109.26 \text{ t-m}$$

$$M_7 = R_D X_7 - 9(4.25 + 5.45) = 107.21 \text{ t-m}$$

$$M_8 = R_D X_8 - 9(1.20) = 61.69 \text{ t-m}$$

$$M_9 = R_D X_9 = 38.04 \text{ t-m}$$

Momentos por Carga Viva + Impacto.

$$M_4 = 66.39 * 1.287 = 85.44 \text{ t-m}$$

$$M_5 = 85.93 * 1.287 = 110.59 \text{ t-m}$$

$$M_6 = 109.26 * 1.287 = 140.61 \text{ t-m}$$

$$M_7 = 107.21 * 1.287 = 137.98 \text{ t-m}$$

$$M_8 = 61.69 * 1.287 = 79.39 \text{ t-m}$$

$$M_9 = 38.04 * 1.287 = 48.96 \text{ t-m}$$

Momento máximo $M_{cv} = 109.262 \text{ t-m}$

Momento $M_{cv+i} = 140.620 \text{ t-m}$

Comparando los resultados obtenidos en ambos casos, observamos que para el caso 2 el momento máximo es mayor que para el caso 1, por tanto, tomamos el caso 2 para continuar nuestro cálculo.

4.1.2.3 MOMENTO A "1/4 L" DEL CLARO.

Obtenemos el momento que se presenta a 1/4 del claro, colocando nuestro sistema de cargas a partir del apoyo izquierdo a una distancia de 3.75 m. (1/4 L), y utilizamos los seis últimos ejes, ya que la distancia entre ellos nos permite acomodarlos en la longitud del claro, los cuales caben perfectamente como lo ilustra la figura 34.

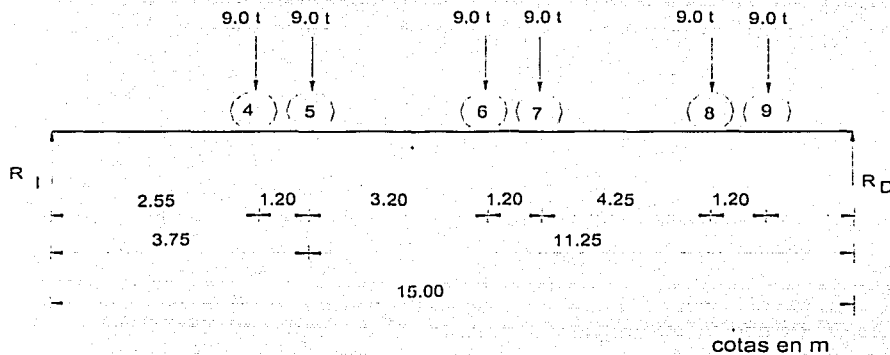


Figura 34: Momento a 1/4 del claro

Obteniendo el momento:

$$Y_1 = (2.8125/3.75) * 2.55 = 1.913$$

$$Y_4 = (2.8125/11.25) * 2.60 = 0.650$$

$$Y_2 = (2.8125/11.25) * 8.05 = 2.013$$

$$Y_5 = (2.8125/11.25) * 1.40 = 0.350$$

$$Y_3 = (2.8125/11.25) * 6.85 = 1.713$$

$$M_{CV_{3.75}} = 9(1.913 + 2.013 + 1.713 + 0.650 + 0.350) = 85.06 \text{ t-m}$$

Entonces: $M_{CV_{1/4L}} = 85.06 \text{ t-m}$

$$M_{CV_{1/4L} + I} = 85.06 * 1.287 = 109.47 \text{ t-m}$$

4.1.2.4 MÁXIMA FUERZA CORTANTE EN EL APOYO.

Obtenemos la máxima fuerza cortante en el apoyo izquierdo, colocando nuestro sistema de cargas a partir del eje numero 9 en dicho apoyo, como lo ilustra la siguiente figura:

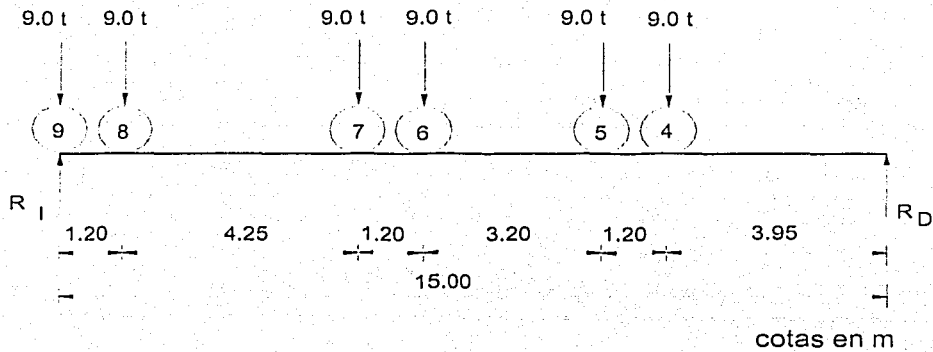


Figura 35: Cortante en el apoyo

Obteniendo la reacción en el apoyo:

$$R_I (15) = 9 (3.95 + 5.15 + 8.35 + 9.55 + 13.80 + 15)$$

$$R_I (15) = 502.20$$

Entonces: $R_I = 33.48 \text{ t}$

$$V_I \text{ Cv} + I = 33.48 * 1.287 = 43.09 \text{ t}$$

4.1.2.5 MÁXIMA FUERZA CORTANTE EN EL CENTRO DEL CLARO.

Obtenemos la máxima fuerza cortante en el centro del claro, colocando nuestro sistema de cargas a partir del apoyo izquierdo a una distancia de 7.50 m. y utilizamos los cuatro últimos ejes 9, 8, 7, 6, ya que la distancia entre ellos nos permite acomodarlos en la longitud restante del claro, los cuales caben perfectamente como lo ilustra la siguiente figura:

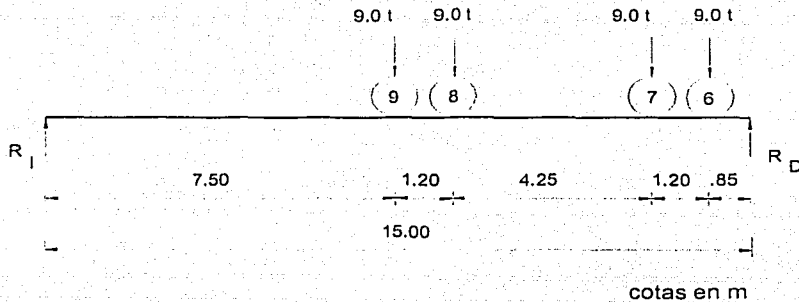


Figura 36: Cortante al centro del claro

Obteniendo las reacciones:

$$R_I (15) = 9(0.85 + 2.05 + 6.30 + 7.50)$$

$$R_I (15) = 150.3/15 = 10.02 \text{ t}$$

Entonces: $R_I = 10.02 \text{ t}$

$$V_I \text{ Cv + I} = 10.02 * 1.287 = 12.90 \text{ t}$$

4.1.2.6 FUERZA CORTANTE A "1/4 L" DEL CLARO.

Obtenemos la máxima fuerza cortante a 1/4 del claro, colocando nuestro sistema de cargas a partir del apoyo izquierdo a una distancia de 3.75 m. (1/4 L), y utilizamos los nueve últimos ejes, ya que la distancia entre ellos nos permite acomodarlos en la longitud restante del claro, los cuales caben perfectamente como lo ilustra la siguiente figura:

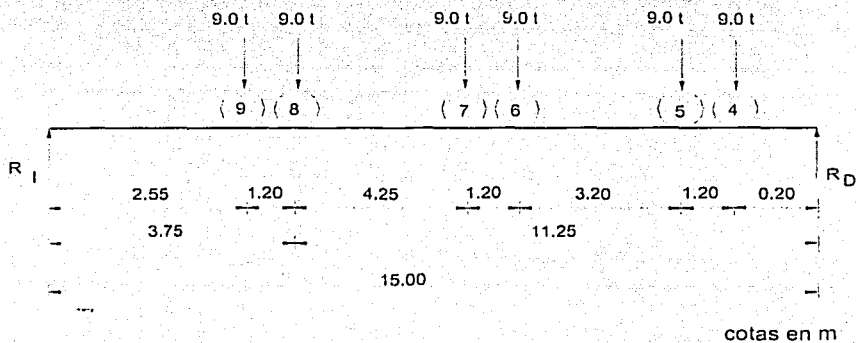


Figura 37: Cortante a 1/4 del claro

Obteniendo las reacciones:

$$R_i (15) = 9(11.25 + 10.05 + 5.80 + 4.60 + 1.40 + 0.20)$$

$$R_i (15) = 299.70/15 = 19.98 \text{ t}$$

Entonces: $R_i = 19.98 \text{ t}$

$$V_i \text{ Cv} + I = 19.98 * 1.287 = 25.71 \text{ t}$$

PARA EL CAMIÓN HS - 20

La posición que produce el máximo momento positivo por carga viva ocasionada por el camión HS - 20, es la que se presenta bajo el eje 2. Que al igual que para el camión T3 - S2 - R4, la carga o rueda bajo la cual se produce el Momento máximo y la resultante del sistema de cargas móviles deben quedar equidistantes del centro del claro representado en la figura 38.

4.1.2.7 MÁXIMO MOMENTO AL CENTRO DEL CLARO.

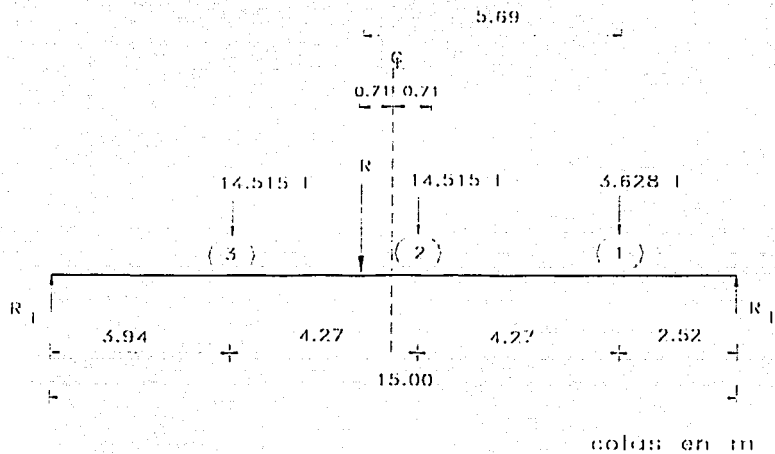


Figura 38: Momento al centro del claro

Obteniendo las reacciones:

$$R_1(15) = 14.515 (11.06 + 6.79) + 3.628 (2.52)$$

$$R_1 = 268.235 / 15 = 17.882 \text{ t}$$

$$R_1 = 17.882 \text{ t} \quad \text{y} \quad R_2 = 14.777 \text{ t}$$

Obteniendo los momentos:

$$M_1 = R_I X_1 = 70.46 \text{ t-m}$$

$$M_2 = R_I X_2 - 14.515 (4.27) = 84.83 \text{ t-m}$$

$$M_3 = R_D X_3 = 37.24 \text{ t-m}$$

Momentos por Carga Viva + Impacto

$$M_1 = 70.46 \times 1.287 = 90.67 \text{ t-m}$$

$$M_2 = 84.83 \times 1.287 = 109.18 \text{ t-m}$$

$$M_3 = 37.24 \times 1.287 = 47.93 \text{ t-m}$$

Momento máximo $M_{Cv} = 84.83 \text{ t-m}$

Momento $M_{Cv+I} = 109.18 \text{ t-m}$

4.1.2.8 MOMENTO A "1/4 L" DEL CLARO.

Obtenemos el momento que se presenta a 1/4 del claro, colocando nuestro sistema de cargas a partir del apoyo izquierdo a una distancia de 3.75 m. (1/4 L), utilizando los tres ejes, ya que la distancia entre ellos nos permite acomodarlos en la longitud del claro, los cuales caben perfectamente como lo ilustra la siguiente figura:

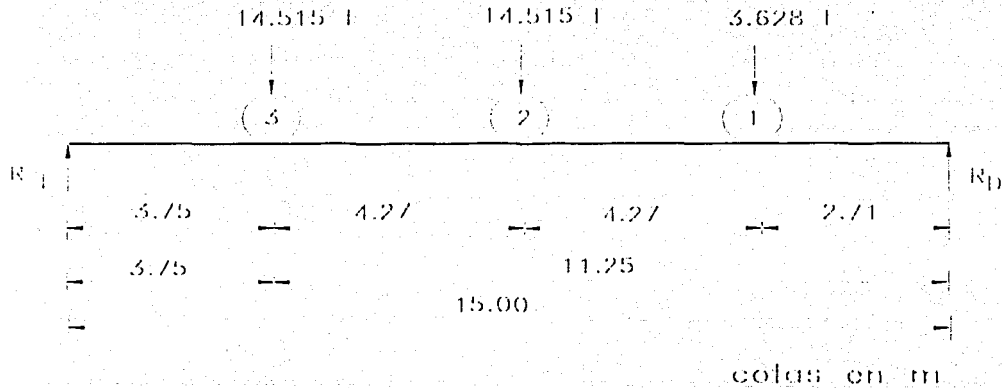


Figura 39: Momento a 1/4 del claro

Obteniendo el momento:

$$ab/l = (3.75 * 11.25)/15 = 2.8125$$

$$Y_1 = (2.8125/11.25) * 6.98 = 1.745$$

$$Y_2 = (2.8125/11.25) * 2.71 = 0.678$$

$$M_{CV\ 3.75} = 14.52(2.8125 + 1.745) + 3.628(0.6775) = 68.63\ t\cdot m$$

Entonces: $M_{CV\ 1/4L} = 68.63\ t\cdot m$

$$M_{CV\ 1/4L} + I = 68.63 * 1.287 = 88.32\ t\cdot m$$

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

4.1.2.9 MÁXIMA FUERZA CORTANTE EN EL APOYO.

Obtenemos la máxima fuerza cortante en el apoyo izquierdo, colocando nuestro sistema de cargas a partir del eje numero 3 en dicho apoyo, como lo ilustra la siguiente figura:

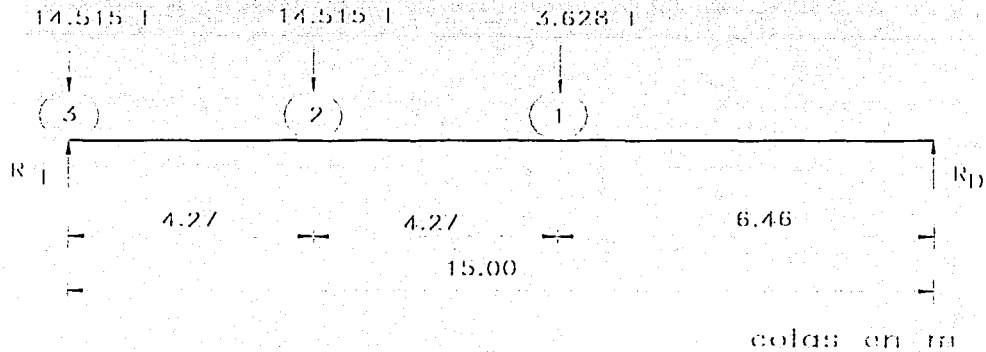


Figura 40 : Cortante en el apoyo

$$R_i (15) = 14.515 (15 + 10.73) + 3.628 (6.46)$$

$$R_i = 396.908 / 15 = 26.460 \text{ t}$$

$$R_i = 26.460 \text{ t}$$

Entonces: $R_i = 26.46 \text{ t}$

$$V_i \text{ Cv} + I = 26.46 * 1.287 = 34.05 \text{ t}$$

4.1.2.10 MÁXIMA FUERZA CORTANTE EN EL CENTRO DEL CLARO.

Obtenemos la máxima fuerza cortante en el centro del claro, colocando nuestro sistema de cargas a partir del apoyo izquierdo a una distancia de 7.50 m. y utilizamos los dos últimos ejes 3, 2, ya que la distancia entre ellos nos permite acomodarlos en la longitud restante del claro, los cuales caben perfectamente como lo ilustra la siguiente figura:

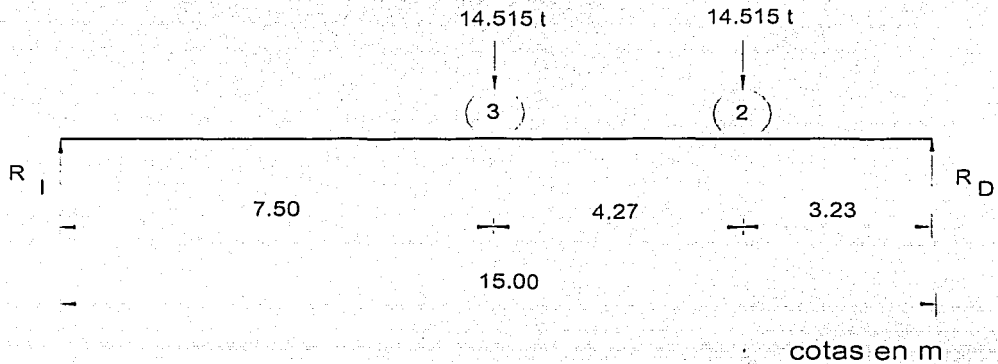


Figura 41: Cortante al centro del claro

Obteniendo las reacciones:

$$R_i (15) = 14.515 (7.50 + 3.23)$$

$$R_i = 155.745 / 15 = 10.383 \text{ t}$$

Entonces: $R_i = 10.383 \text{ t}$

$$V_l \text{ Cv} + l = 10.38 * 1.287 = 13.36 \text{ t}$$

INSTITUTO VENEZOLANO
DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS

4.1.2.11 FUERZA CORTANTE A "1/4 L" DEL CLARO.

Obtenemos la máxima fuerza cortante a 1/4 del claro, colocando nuestro sistema de cargas a partir del apoyo izquierdo a una distancia de 3.75 m. (1/4 L), utilizando los tres ejes, ya que la distancia entre ellos nos permite acomodarlos en la longitud restante del claro, los cuales caben perfectamente como lo ilustra la siguiente figura:

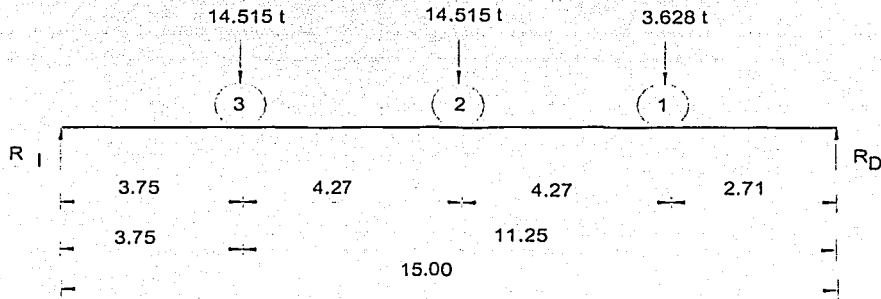


Figura 42: Cortante a 1/4 del claro

Obteniendo las reacciones:

$$R_l (15) = 14.515(11.25 + 6.98) + 3.628(2.71)$$

$$R_l (15) = 274.440/15 = 18.30 \text{ t}$$

Entonces: $R_l = 18.30 \text{ t}$

$$V_l \text{ Cv} + l = 18.30 * 1.287 = 23.55 \text{ t}$$

4.1.3 ELEMENTOS MECÁNICOS POR CARGA VIVA MAS IMPACTO.

Como se menciona anteriormente para la carga viva producida por peatón se utilizará una carga de 415 kg/cm^2 , de esta manera el máximo momento por carga peatonal será de:

$$M_{Cv \text{ Peatones}} = 0.415 * (15)^2 / 8 = 11.672 * 2 = 23.34 \text{ t - m}$$

Y la máxima fuerza cortante por peatones quedará:

$$\text{Max } V_{\text{Peatones}} = 0.415 * 15 / 2 = 3.113 \text{ t}$$

Máximo Momento por CV + I.

$$\text{Max. } M_{CV+I} = 140.62 + 109.18 = 249.80 \text{ t-m}$$

Máximo momento por carga peatonal.

$$M_{CVP} = [0.415 * (15)^2 / 8] * 2 = 23.34 \text{ t-m}$$

Máxima fuerza cortante por peatones.

$$\text{Max. } V = 3.11 \text{ t}$$

4.1.4 TABLAS DE RESULTADOS.

4.1.4.1 MOMENTOS FLEXIONANTES DEBIDOS A CARGA VIVA Y CARGA VIVA MAS IMPACTO EN (t - m)

$M_{\text{Carga Viva}}$ T3-S2-R4	$M_{\text{Cv + I}}$ T3-S2-R4	$M_{\text{Carga Viva}}$ HS-20	$M_{\text{Cv + I}}$ HS-20	M_{Peatonal}
109.26	140.62	84.83	109.18	23.34

4.1.4.2 MOMENTOS FLEXIONANTES DEBIDOS A CARGA VIVA Y CARGA VIVA MAS IMPACTO A 1/4 DEL CLARO EN (t - m)

$M_{\text{Carga Viva}}$ T3-S2-R4	$M_{\text{Cv + I}}$ T3-S2-R4	$M_{\text{Carga Viva}}$ HS-20	$M_{\text{Cv + I}}$ HS-20	M_{Peatonal}
85.05	109.46	68.63	109.18	88.33

4.1.4.3 CORTANTES DEBIDOS A CARGA VIVA Y CARGA VIVA MAS IMPACTO EN EL APOYO EN (t - m)

$M_{\text{Carga Viva}}$ T3-S2-R4	$M_{\text{Cv + I}}$ T3-S2-R4	$M_{\text{Carga Viva}}$ HS - 20	$M_{\text{Cv + I}}$ HS - 20
33.48	43.09	26.46	34.05

4.1.4.4 CORTANTES DEBIDOS A CARGA VIVA Y CARGA VIVA MAS IMPACTO A 1/4 DEL CLARO EN (t - m)

$M_{\text{Carga Viva}}$	$M_{\text{Cv} + \text{I}}$	$M_{\text{Carga Viva}}$	$M_{\text{Cv} + \text{I}}$
T3-S2-R4	T3-S2-R4	HS - 20	HS - 20
19.98	25.71	18.30	23.55

4.1.4.5 CORTANTES DEBIDOS A CARGA VIVA Y CARGA VIVA MAS IMPACTO AL CENTRO DEL CLARO EN (t - m)

$M_{\text{Carga Viva}}$	$M_{\text{Cv} + \text{I}}$	$M_{\text{Carga Viva}}$	$M_{\text{Cv} + \text{I}}$
T3-S2-R4	T3-S2-R4	HS - 20	HS - 20
10.02	12.90	10.38	13.36

CAPITULO V

5 DISEÑO ESTRUCTURAL

5.1 DISEÑO ESTRUCTURAL.

5.1.1 DISEÑO Y REFUERZO TRANSVERSAL DE LOS VOLADOS.

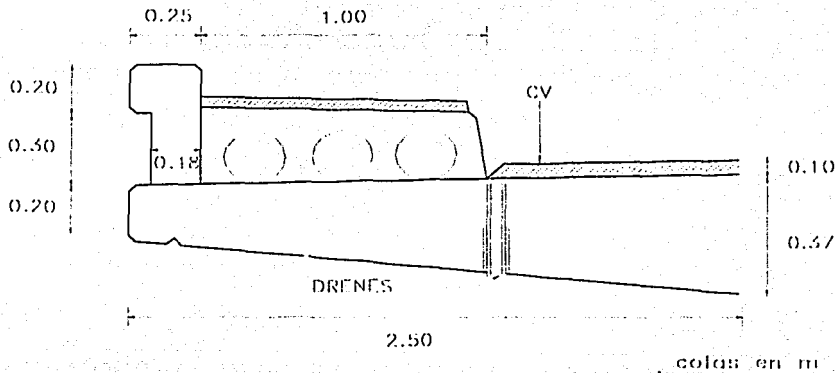


Figura 43: Diseño y refuerzo en volados

5.1.1.1 PARAPETO.

$$\text{Guarnición} = (0.20 * 0.25 + 0.18 * 0.30) * 2.4 = 0.2496 \text{ m}^2$$

$$\text{Banqueta} = (1.00 * 0.30) * 2.4 = 0.720 \text{ m}^2$$

Para el armado del volado la banqueta será considerada sin los 3 tubos de cartón comprimido, obteniendo un peso total de:

$$Pt = 0.9696 \text{ t/m}$$

$$Z = \frac{(0.05 * 0.125) + (0.054 * 0.15) + (0.30 * 0.75)}{0.9696} = 0.25 \text{ m}$$

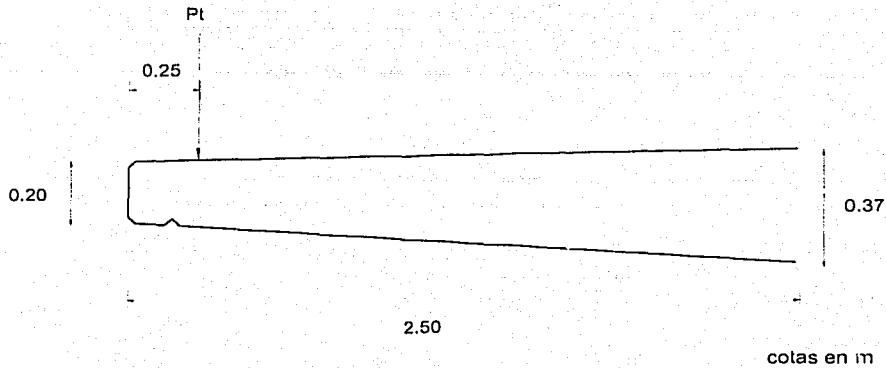


Figura 44

5.1.1.2. ASFALTO.

$$Pt = (0.10 * 1.25 * 2.2) = 0.275 \text{ t/m}$$

$$z = 1.25 / 2 = 0.625 \text{ m}$$

PoPo (Peso Propio):

$$Z = \frac{(0.20 * 2.5 * 1.25) + (0.12 * 2.50) + (0.5 * 2.5/3)}{(0.2 * 2.50) + (0.12 * 2.5 * 0.5)} = 1.126 \text{ m}$$

MOMENTO POR CARGA MUERTA EN EL VOLADO.

	CARGA (t)	BRAZO (m)	MOMENTO (t-m)
Parapeto y Banqueta	0.9696	2.25	2.1816
Asfalto	0.2750	0.625	0.1719
PoPo	1.7100	1.126	1.9250
	2.9546		4.2785

5.1.1.2 MOMENTO FLEXIONANTE POR CARGA VIVA EN EL VOLADO.

Según estudio titulado " Simplificación de la Construcción de puentes para lograr soluciones mas estéticas....."

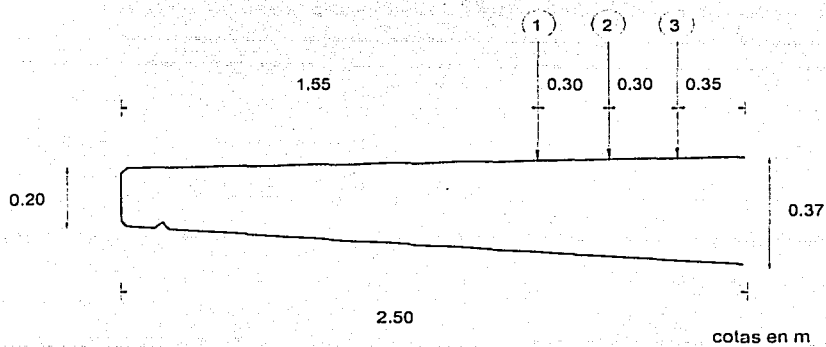


Figura 45: Carga viva en el volado

5.1.1.3 a) Ancho de distribución :

$$E = 0.8x + 1.143$$

Distancia de la rueda a la guarnición	Eventualidad (% de esf. perm.)
1.- $x_1 = 95$; $0.8 * 0.95 + 1.143 = 1.903$	1.5
2.- $x_2 = 65$; $0.8 * 0.65 + 1.143 = 1.663$	1.25
3.- $x_3 = 35$; $0.8 * 0.35 + 1.143 = 1.423$	1.00

5.1.1.4 b) Factor de reducción :

I. Para zona intermedia (gráfica XVII)

$$\alpha = \frac{37}{20} = 1.85$$

Eventualidad 1.5	$x/lx = 0.95 / 2.5 = 0.38$	$F = 0.94$
Eventualidad 1.25	$x/lx = 0.65 / 2.5 = 0.26$	$F = 0.97$
Eventualidad 1.00	$x/lx = 0.35 / 2.5 = 0.14$	$F = 0.99$

5.1.1.5 c) Momento Carga Viva + Impacto

Para zona intermedia, según AASHTO :

$P = 7.260 \text{ t}$ (Por llanta de camión HS-20)

$$M = \frac{(1.3 * P_x) * F}{E}$$

Sustituyendo valores en la ecuación anterior obtenemos:

$$M = \frac{(1.3 * 7.26 * 0.95) * 0.94}{1.903} = 4.429 \text{ t}$$

$$M = \frac{(1.3 * 7.26 * 0.65) * 0.97}{1.663} = 3.578 \text{ t}$$

$$M = \frac{(1.3 * 7.26 * 0.35) * 0.99}{1.423} = 2.298 \text{ t}$$

5.1.1.6 d) Momento Peatonal.

Como se tienen banquetas de 1.00 m de ancho, entonces se tiene que:

$$W = 1.00 \text{ m} * 415 \text{ kg/m}^2 = 415 \text{ kg/m}$$

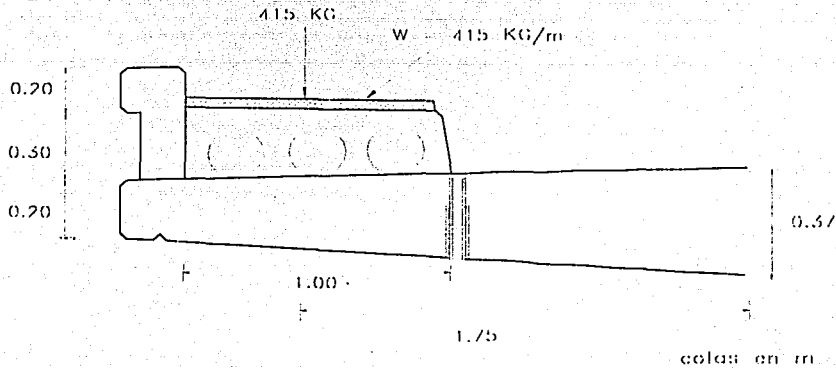


Figura 46: Momento peatonal

Por lo que el momento peatonal es igual a:

$$M = 0.415 * 1.75 = 0.7263 \text{ t-m}$$

5.1.1.7 e) Momentos Totales

Para Zona Intermedia: $M_i = M_{CM} + M_{CV} + M_{PEATONAL}$

$$1.- M_i = 4.2785 + 4.429 + 0.7263 = 9.4338 \text{ t-m}$$

$$2.- M_i = 4.2785 + 3.578 + 0.7263 = 8.5828 \text{ t-m}$$

$$3.- M_i = 4.2785 + 2.298 + 0.7263 = 7.3028 \text{ t-m}$$

Y considerando los factores de eventualidad:

$$M_1 = 9.4338 / 1.5 = 6.2892 \text{ t-m}$$

$$M_2 = 8.5828 / 1.25 = 6.8662 \text{ t-m}$$

$$M_3 = 7.3028 / 1.00 = 7.3028 \text{ t-m} \quad (M_3 \text{ Rige por ser el mayor})$$

5.1.1.8 ESFUERZOS ADMISIBLES EN EL ACERO.

$$f_s = 1343 \left(1 + \frac{M_{cv}}{M_{cm}} \right)$$

$$f_s = 1343 \left(1 + \frac{4.2785}{(2.298 + 0.7263)} \right) = 3234 \text{ kg/cm}^2$$

Entonces: $f_s = 3234 \text{ kg/cm}^2 > f_{sperm.} = 1680 \text{ kg/cm}^2$

$$i = \frac{1}{\left(1 + \frac{1680}{(12 * 100)} \right)} = 0.417 \quad ; \quad j = 1 - \frac{0.417}{3} = 0.861$$

$$K = 0.5 * 100 * 0.417 * 0.861 = 17.95 \text{ kg/cm}^2$$

$$d = \sqrt{\frac{7.30228E5}{17953 * 100}} = 20.17 \text{ cm}$$

El peralte " h " en el manual de losas planas aligeradas del "Departamento de Puentes" para volados de 2.50 m. es de 0.37 m. por lo que: $d = 37 - 5 = 32$ cm

$$A_s = \frac{657650}{1680 * 0.861 * 32} = 14.21 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Utilizando Vs #4 y #5:

$$A_s = 1.27 + 1.98 = 3.25 \text{ cm}^2$$

$$S = (3.25 * 100) / 14.21 = 23 \text{ cm}$$

Por lo que se pondrán Vs #4 y #5 @ 20 cm

5.2 DISEÑO DE LA LOSA.

5.2.1 CÁLCULO DE LA LOSA POR FLEXIÓN.

Datos:

Máximo momento por carga muerta:	418.25 t-m
Máximo momento por carga viva:	
Camión T3-S2-R4 en una banda de circulación:	140.62 t-m
Camión HS-20 en la otra banda de circulación:	109.18 t-m
Carga de peatones:	23.34 t-m
Total	691.39 t-m

Máxima fuerza cortante por carga muerta :	115.93 t
Fza. Cortante CV + I, camión T3-S2-R4 :	43.09 t
Fza. Cortante CV + I, camión HS-20 :	34.05 t
Fza. Cortante por peatones:	3.11 t
Total	196.18 t

5.2.2 CALCULO DEL ACERO DE REFUERZO.

$$k = \frac{l}{\left(1 + \frac{f_s}{(n'f_c)}\right)} ; \quad j = 1 - \frac{k}{3}$$

$$A_s = M / (f_s)(jd) = [69139000 / (1680 * 0.90 * 101.8)] = 449.18 \text{ cm}^2$$

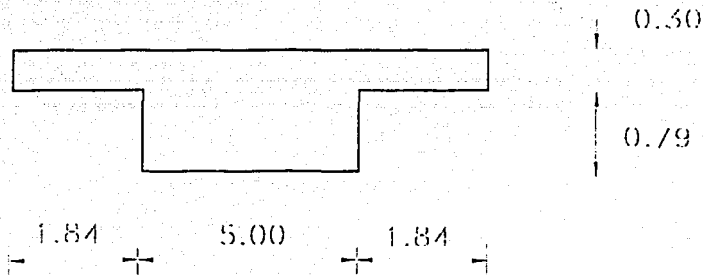
$$\text{No. de Vars. } 8c = A_s / 5.07 = 449.18 / 5.07 = 88.59 \approx 89 \text{ Varillas}$$

Entonces tomamos 90 Varillas.

$$A_s = 90 * 5.07 = 456.30$$

$$nA_s = 9 * 456.30 = 4106.70$$

5.2.3 SECCIÓN "Te" EQUIVALENTE.



colas en m

Figura 47: Sección efectiva

5.2.4 REVISIÓN DE ESFUERZOS EN EL ARMADO EXISTENTE.

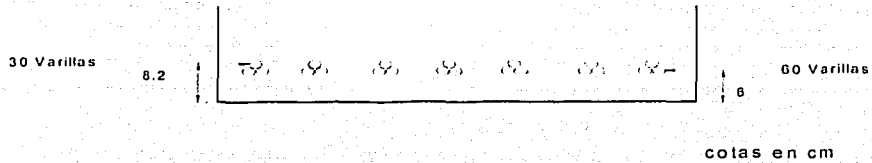


Figura 48: Armado

Varillas	Brazo (cm)	Momento (kg-cm)
60	6	360
30	8.2	246
Σ 90		Σ 606

$$h = 606 / 90 = 6.73 \approx 6.7 \text{ cm}$$

5.2.5 POSICIÓN DEL EJE NEUTRO

Si $k_d = 27.72 \text{ cm}$.

$$C = 27.72 - 14 = 13.72 \text{ cm}$$

$$B = 41 - 13.72 = 27.28 \text{ cm}$$

$$A = [(41)^2 - (27.28)^2]^{1/2} = 30.60 \text{ cm}$$

$$\text{Longitud a descontar} = 30.60 * 2 * 4 = 244.80 \text{ cm}$$

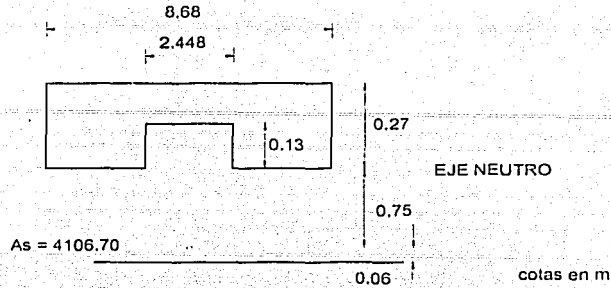


Figura 49: Posición del eje neutro

5.2.6 MOMENTO ESTÁTICO CON RESPECTO AL EJE NEUTRO.

$$[(868 * (27.72)^2) / 2] - [(244.8 * (13.72)^2) / 2] = 310,444.53 \text{ kg.cm}$$

$$4,106.70 * 75.58 = 310,384.39 \text{ kg.cm}$$

Entonces se acepta $k_d = 27.72 \text{ cm}$.

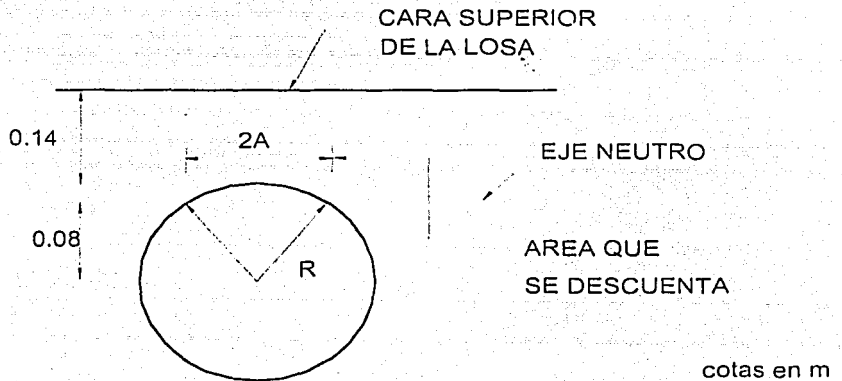


Figura 50

5.2.7 POSICIÓN DEL CENTRO DE COMPRESIONES.

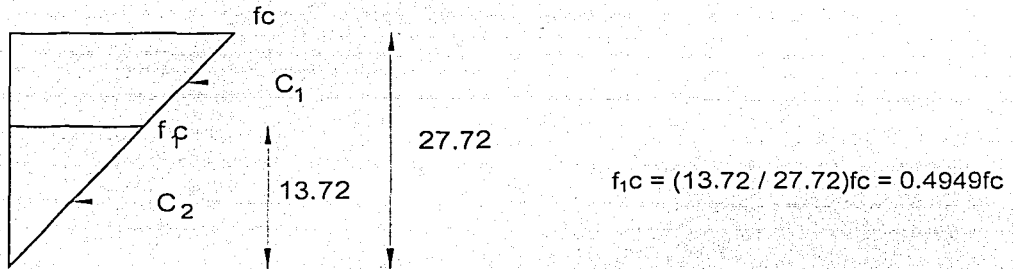


Figura 51: Posición centro de compresiones

5.2.8 POSICIÓN DE LA RESULTANTE DE COMPRESIÓN.

Se descontará el volumen de compresión que ocupan los tubos.

Tomando momentos respecto al lecho superior.

Compresiones (kg)	Brazo (cm)	Momento (kg-cm)
$C_1 = 12,030.48fc^*$	$27.72 / 3 = 9.24$	$111,161.64fc$
$C_2 = -831.27fc^{\&}$	$14 + (13.72)/3 = 18.57$	$-15,436.68fc$
$\Sigma 11,199.21fc^{\&}$		$\Sigma 95,724.96fc$

* Volumen de compresión de la sección completa.

& Volumen de compresión por los 4 tubos.

@ Volumen neto de compresión.

La distancia del volumen de compresión al eje neutro será:

$$Z = 95,724.96 / 11,199.21 = 8.55 \approx 8.6 \text{ cm}$$

5.2.9 REVISIÓN DE ESFUERZOS.

$$jd = 110 - 6.7 - 8.6 = 94.7 \approx 95 \text{ cm}$$

$$T = C = M / jd = 69,139,000 / 95 = 727,778.95 \text{ kg}$$

$$\text{Fuerza de compresión} = 727,778.95 \text{ kg}$$

$$f_s = 727,778.95 / 456.30 = 1594.96 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Entonces } f_s = 1594.96 \text{ kg/cm}^2 < 1680 \text{ kg/cm}^2$$

5.2.10 ESFUERZO PERMISIBLE EN EL ACERO.

$$f_s = 0.4f_y = (0.4)(4200) = 1680 \text{ kg/cm}^2$$

$$1595 \text{ kg/cm}^2 < 1680 \text{ kg/cm}^2$$

Entonces se acepta el valor de $jd = 95 \text{ cm}$, ya que es menor el f_s al $0.4f_y$.

f_s en la fibra más alejada

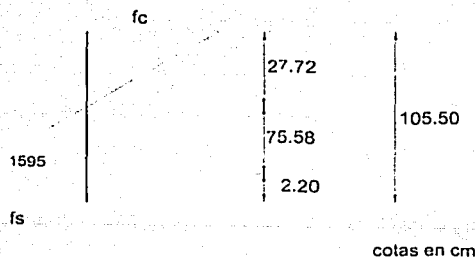


Figura 52: Esfuerzo permisible en acero

5.2.11 ESFUERZO PERMISIBLE EN EL CONCRETO.

$$f_c = 0.40 f_c = 0.40 \times 250 = 100 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = (1595 \times 77.78) / 75.58 = 1641.42 \text{ kg/cm}^2 \approx 1680 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Entonces } f_s = 1641 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = 1641 \approx 1680 \text{ kg/cm}^2$$

$$C = 11,199.21 f_c = 727,778.95 \text{ kg}$$

$$\text{Por lo que } f_c = 727,778.95 / 11,199.21 = 64.98$$

$$f_c = 64.98 < 100 \text{ kg/cm}^2$$

5.3 REVISIÓN DEL ESFUERZO CORTANTE A 1.00 METRO DEL EJE DE APOYOS, DE LA SECCIÓN ALIGERADA.

5.3.1 CORTANTE POR CARGA VIVA.

CAMIÓN T3 - S2 -R4

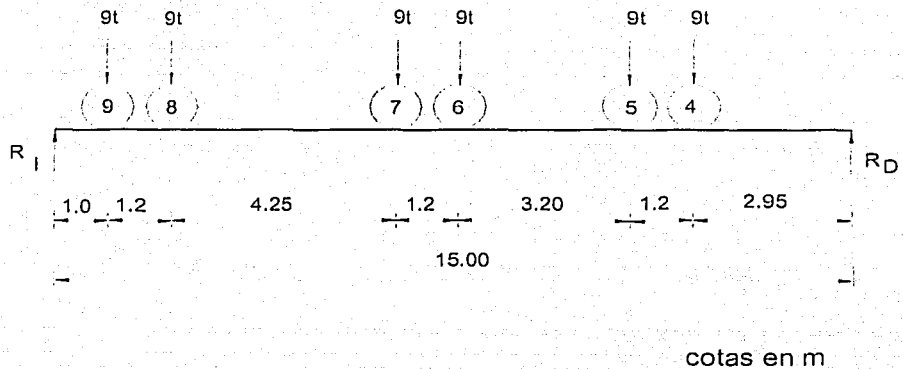


Figura 53: Cortante a 1 metro del apoyo

Obteniendo el cortante:

$$R_I (15) = 9 \cdot (2.95 + 4.15 + 7.35 + 8.55 + 12.80 + 14.00)$$

$$R_I = 29.88 \text{ t}$$

$$\text{Con Impacto} : 29.88 \cdot 1.287 = 38.46 \text{ t}$$

5.3.2 CORTANTE POR CARGA VIVA.

CAMIÓN HS - 20

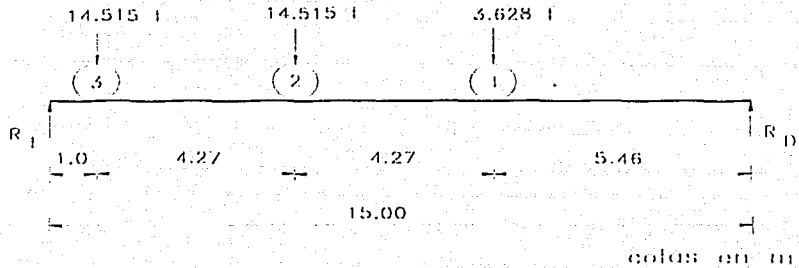


Figura 54: Cortante a 1 m del apoyo

Obteniendo las reacciones:

$$R_1 (15) = 14.515 * (14 + 9.73) + [0.25 * 14.515 (5.46)]$$

$$R_1 = 24.283 \text{ t}$$

$$\text{Con Impacto: } 24.283 * 1.287 = 31.25 \text{ t}$$

5.3.3 RESULTADOS DE LA OBTENCIÓN DEL ESFUERZO CORTANTE A 1.00 METRO DEL EJE DE APOYOS, SECCIÓN ALIGERADA.

CORTANTE A 1.00 m

Carga Viva + Impacto:

$$\text{Carga Muerta (} V_{CM} \text{).....} = 96.08 \text{ t}$$

$$\text{Carga Peatones (} V_{CV} \text{)....} = 2.70 \text{ t}$$

$$\text{T3-S2-R4 (} V_{CV+I} \text{).....} = 38.46 \text{ t}$$

$$\text{HS-20 (} V_{CV+I} \text{).....} = 31.25 \text{ t}$$

$$\text{Cortante Total} = 168.49 \text{ t}$$

El cortante se tomará íntegramente con barras dobladas y estribos.

Esfuerzo sección maciza :

$$\mu = 196180/500*0.90*101.8 = 4.28 \text{ kg/cm}^2 < 1.33*(f_c)^{1/2} = 21 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo sección aligerada :

$$\mu = 168490/172*95 = 10.31 \text{ kg/cm}^2 < 1.33*(f_c)^{1/2} = 21 \text{ kg/cm}^2$$

5.3.4 CORTANTE RESISTENTE.

Cortante que toman las barras dobladas :

Se doblaran 45 barras a 45°

$$A_s = 5.07 * 45 = 228.15 \text{ cm}^2 \text{ (Vars. 8c)}$$

$$V_r = 1.414 * 1680 * 101.8 * 228.15 / 100 = 551.73 \text{ ton} > 196.18 \text{ t}$$

$$V_r = 1680 * 101.80 * 228.15 / 100 = 390.19 \text{ ton} > 196.18 \text{ t}$$

Cortante que toman los estribos:

Se proponen estribos del #5 en 8 ramas

$$V_r = A_v f_s d / s = 8 * 1.98 * 1680 * 95 / S = 2'528,064 / S$$

<u>Separación</u>	<u>Cortante</u>
19	133.06
22	114.91
25	101.12
28	90.29
30	84.47

5.4 REFUERZO DE DISTRIBUCIÓN.

Se revisará el acero de distribución en el lecho inferior de la losa, el cual es transversal a la dirección del acero de refuerzo principal.

Para lograr una distribución lateral de las cargas vivas concentradas, la cantidad será un porcentaje del refuerzo principal requerido para el momento positivo.

Refuerzo principal: 449.18 cm^2

$$\% = 100 / (3.28 * 15)^{1/2} = 14.257 \%$$

5.4.1 ACERO DE DISTRIBUCIÓN.

$$\text{Asd} = 0.14257 * 449.18 = 64.039 \text{ cm}^2 \text{ para 5 m. de losa}$$

$$\text{Asd} = 64.039 / 5 = 12.81 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Usando Varillas G de 6c $\geq 3/4 \text{ \textcircled{O}}$

$$S = (2.85 * 100) / 12.81 = 22.24 \text{ cm @ } 22 \text{ cm}$$

5.4.2 REFUERZO POR TEMPERATURA EN EL LECHO SUPERIOR.

$$\text{Ast} = 0.0025 * 55 * 100 = 13.75 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Con Vars. de 5c se tiene una separación c.a.c. en ambos sentidos de:

$$S = (1.98 * 100) / 6 = 33 \text{ cm}$$

5.4.3 REFUERZO ADICIONAL.

Para el refuerzo adicional en las caras verticales del puente se colocarán dos varillas de 1/2" de diámetro (4c) por cada cara.

5.4.3.1 REVISIÓN POR ADHERENCIA.

Llegan al apoyo 28 varillas.

$$\mu = (V_{ult.} / (\text{No. Var.})(\rho)(jd)) \leq 3.20 (f_c)^{1/2} / d \leq 35 \text{ kg/cm}^2$$

$$\mu = (187570) / (28)(8)(95) = 8.81 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Entonces: } 8.81 \leq 19.91 \leq 35 \text{ kg/cm}^2$$

CAPITULO VI

6 CONCLUSIONES

Como podemos observar todos nuestros sistemas de abasto de alimentos, agua, combustible y energía; nuestras grandes redes de transporte, comunicación y defensa; muchos de los elementos que nos ayudan a curarnos de enfermedades y algunos de los que nos prolongan la vida; así como los aparatos hogareños y demás comodidades que ya son artículos indispensables, son producto de la ingeniería.

Por eso ante todo, en cada ingeniero hay un hombre práctico, un pragmático que enfrenta y resuelve los problemas materiales de la civilización. Hace su trabajo eficaz y económicamente, aunque su meta la alcance por muy diversos medios. Este hombre práctico quizá sea un visionario que sueña o planea en métodos mejores para desarrollar y facilitar el trabajo; que usa su ingenio creador para establecer un sistema nuevo del todo, o que aplica un método viejo en una forma nueva y llena de imaginación para tratar de resolver un problema.

El método de la ingeniería combina la experiencia con la teoría y ofrece la manera de que todos los componentes decisivos se prueben por sí solos, es el entrelazamiento de todos ellos.

La ingeniería ha resuelto muchos y difíciles problemas del pasado. Si queremos resolver otros, mucho más complejos que nos plantea en nuestros días el desarrollo urbano, la educación de masas, la guerra contra la pobreza, si queremos construir una gran sociedad,

debemos usar como nuevo instrumento de trabajo al ingeniero. Con él podemos construir un mundo mejor, construir el puente que vaya de las cosas a los seres humanos.

Por todo lo anterior se debe de entender que el ingeniero es un hacedor, un constructor, un creador, y que el ingeniero sirve al hombre convirtiendo los materiales y fuerzas de la naturaleza para alcanzar el fin que persigue.

El presente estudio abarca específicamente el análisis y diseño de una parte fundamental en el desarrollo de un puente "la superestructura"; pero no deja al margen de importancia a los demás elementos que en su conjunto conforman la estructura completa del mismo. Esto debido principalmente a que cada elemento o pieza estructural, puede ser motivo de un estudio por separado en menor o mayor grado y tan a detalle como sea la inquietud, interés o pasión del estudiante de ingeniería, pero no por eso se deja de hacer mención de conceptos, herramientas y algunas consideraciones específicas en el transcurso del estudio de la superestructura para que así el lector tenga una mejor comprensión de la elaboración de un proyecto en puentes partiendo de los conocimientos adquiridos en la facultad, pasando por vivencias de proyectos ya elaborados, hasta llegar a los trabajos reales desarrollados en campo.

Debido a lo anterior y a otros factores se presentan inconvenientes que nos limitan para incluirlo todo, y sería un error el tratar de condensarlo en el presente estudio, es por esta razón que se hace una muy cordial invitación al lector por si tiene alguna inquietud, duda o requiere mayor información acerca de algún tema en específico para que consulte los manuales y reglamentos vigentes, así como libros especiales de puentes y diseño de los mismos.

Este trabajo fue elaborado sobre la base de reglamentos ya establecidos para este tipo de puentes como son el RCDF., el AASHTO., el ACI., así como las Normas Técnicas Complementarias al RCDF.

Cabe hacer mención que no existe un Reglamento o Manual específico para el análisis y diseño de puentes en México, se deben de basar los ingenieros en criterios o en la experiencia de las personas pioneras que han trabajado en esta área y que documentan los diferentes problemas que se les presentaron en el desarrollo del análisis, diseño y construcción del puente.

De aquí la importancia de crear un reglamento propio para este tipo de estructuras, además de manuales y ayudas de diseño ya que son elementales para el diseño y análisis de los diferentes tipos de cargas que actúan en determinado tipo de puente.

En este trabajo las cargas que más influyen y a las que se les puso mayor atención son las cargas muertas "causadas por su peso propio" y las cargas vivas "causadas por los vehículos que circularán por la estructura", estos dos tipos de cargas fueron tomadas de acuerdo a lo establecido por las especificaciones de la AASHTO. y del RCDF.-87, solo que existe una variante para las cargas vivas propuesta por la AASHTO, se tuvo que incluir otro tipo de vehículos de carga como son los de las series T3-S3 y T3-S2-R4 que son mucho más pesados, de mayor longitud, mayor número de ejes y que a causa de lo anterior producen mayores esfuerzos y condiciones más desfavorables para el análisis y diseño de puentes.

Esto es muy importante ya que marca la diferencia en cuanto a las condiciones del tránsito de vehículos de carga en México y en E.U. lo cual modifica las condiciones de análisis y

diseño de los puentes en cuestión. Razón por la cual la S.C.T. hace la recomendación de utilizar las series antes mencionadas aquí en México.

Por último, una observación muy importante que se obtuvo durante la realización de este trabajo es que no debemos pasar inadvertido dentro del manejo de las cargas vivas, al obtener, revisar y ubicar el máximo momento que se deberá estudiar la viga de tal forma que si la resultante se encuentra entre dos cargas cercanas y de igual magnitud se tendrán que analizar ambos casos ya que en algunas ocasiones como en el presente estudio no siempre bajo la carga más cercana a la resultante se presenta y/o encontramos el máximo momento.

BIBLIOGRAFÍA

- **NOTAS Y APUNTES DEL CURSO "PUENTES" DEL PROFESOR**
ING. CARLOS RAMOS AGUILAR
- **TEORIA ELEMENTAL DE ESTRUCTURAS**
YUAN – YU HSIEH
EDITORIAL PRETICE / HALL INTERNACIONAL 1973
- **ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO TOMO VI**
BASES PARA LA CONSTRUCCIÓN DE PUENTES MONOLÍTICOS
FRITZ LEONHARDT
EDITORIAL ATENEO 1979
- **CALCULO DE ESTRUCTURAS DE PUENTES DE HORMIGÓN**
AVELINO T.,SAMARTIN QUIROGA
EDITORIAL RUEDA 1983
- **AMERICAN ASOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION**
OFFICIALS (AASHTO) 1989
PUBLISHED BY THE ASSOCIATION GENERAL OFFICES
444 NORTH CAPITOL STREET, WASHINGTON D.C. 20001
- **PROYECTOS TIPO DE ELEMENTOS DE CONCRETO REFORZADO**
PARTE I, PUENTES PARA CARRETERAS
DIR. GRAL. DE PROYECTOS Y SERV. TEC. DE LA S.C.T.
AV. COYOACAN # 1875