

109
2 eje.



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

**ANALISIS Y DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA
DE UN PUNTE VEHICULAR DE SECCION
CAJON DE CONCRETO REFORZADO**

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A N :

DUNIA SAENZ DE MIERA JUAREZ

JOSE FRANCISCO MORENO CORDOVA

DIRECTOR DE TESIS:

ING. MIGUEL ANGEL RODRIGUEZ VEGA



MEXICO, D. F.

MARZO 1994

**TESIS CON
FALLA EN ORIGEN**



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

Señores

JOSE FRANCISCO MORENO CORDOVA
DUNIA SAENZ DE MIERA JUAREZ
Presente.

FACULTAD DE INGENIERIA
DIRECCION
60-1-085/93

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor **ING. MIGUEL A. RODRIGUEZ VEGA**, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrollen ustedes como tesis de su examen profesional de **INGENIERO CIVIL**.

**"ANALISIS Y DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA DE UN PUENTE
VEHICULAR DE SECCION CAJON DE CONCRETO REFORZADO"**

INTRODUCCION

- I. ANTECEDENTES**
- II. CARACTERISTICAS GEOMETRICAS Y CARGAS EN EL PUENTE**
- III. ANALISIS DEL PUENTE**
- IV. DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA SECCION CAJON**
- V. REVISION POR ESFUERZOS PERMISIBLES**
- VI. REVISION POR RESISTENCIA ULTIMA**
- VII. 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. Universitario, a 7 de marzo de 1994.
EL DIRECTOR.


ING. JOSE MANUEL COVARRUBIAS SOLIS

JMCS/RCR*nl1

QUIERO DEDICAR ESTE TRABAJO A MIS PADRES,
QUIENES CON SU EJEMPLO ME ENSEÑARON EL CAMINO
QUE DEBO SEGUIR A LO LARGO DE MI VIDA.

PERO ESPECIALMENTE A TI PAPA, PORQUE AUNQUE NO
ESTES FISICAMENTE CONMIGO, SIEMPRE VAS A ESTAR
EN MI CORAZON; GRACIAS POR TUS CONSEJOS, POR
TU AMISTAD, POR TU CARIÑO Y POR TODO EL APOYO
QUE ME BRINDASTE PARA SEGUIR ADELANTE Y NO
DARME POR VENCIDA EN LOS MOMENTOS DIFICILES Y
LUCHAR POR TODO LO QUE QUIERO, PORQUE JUNTOS
PODREMOS SUPERAR TODOS LOS OBSTACULOS. ADEMAS,
GRACIAS POR NO SOLO SER EL MEJOR PADRE, SINO
MI MEJOR AMIGO, DONDE QUIERA QUE ESTES SE QUE
CUENTO CONTIGO, PORQUE ERES UNA PARTE DE MI.
TE QUIERO Y TE EXTRAÑO.

DUNIA

A DIOS, POR DARME TANTOS MOMENTOS FELICES A LO LARGO DE MI VIDA Y POR TODAS LAS PRUEBAS QUE ME HA DADO PARA SUPERARME DIA A DIA Y FORMARME COMO PERSONA. GRACIAS.

A MIS PADRES, A QUIENES LES DEBO TODO LO QUE SOY, GRACIAS POR APOYARME.

A MIS PROFESORES, COMPAÑEROS Y AMIGOS QUE DE ALGUNA MANERA CONTRIBUYERON CON SU APOYO, PACIENCIA E IDEAS A MI FORMACION PROFESIONAL.

A TI JOSE, POR TODOS LOS MOMENTOS QUE COMPARTIMOS JUNTOS, POR TU APOYO, POR TU AMISTAD Y CARIÑO QUE ME BRINDASTE CUANDO MAS LOS NECESITE. HOY Y SIEMPRE TE QUIERO.

DUNIA

A MIS PADRES, MARTHA BRICIA Y FRANCISCO, A
QUIENES LES DEBO TODO LO QUE SOY.

A MIS HERMANOS MARTHA, FRANCISCO Y GABRIELA.

A DUNIA, POR TODO LO QUE REPRESENTA PARA MI.

JOSE

QUIERO AGRADECER A MIS PADRES, MARTHA Y FRANCISCO, YA QUE SIEMPRE ME HAN DADO TODO, Y HAN SIDO MI MOTIVACION PARA SUPERARME SIEMPRE. MIL GRACIAS. LOS QUIERO.

A MIS HERMANOS MARTHA, FRANCISCO Y GABRIELA, POR TODO SU APOYO Y COMPRENSION.

A KIKI, POR HABERME PERMITIDO COMPARTIR ESTA META, POR TODOS LOS MOMENTOS QUE PASAMOS JUNTOS Y POR SU APOYO INCONDICIONAL. TE QUIERO.

A MIS AMIGOS CARLOS, ADOLFO, GABRIEL, ERNESTO Y JAVIER, POR SU AMISTAD DE SIEMPRE.

JOSE

A LA FACULTAD DE INGENIERIA DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO, POR DEJARNOS FORMAR PARTE DE ELLA Y POR CONTRIBUIR A NUESTRA FORMACION COMO PROFESIONISTAS.

AL ING. MIGUEL ANGEL RODRIGUEZ VEGA, POR LA AYUDA QUE NOS BRINDO EN LA DIRECCION DE ESTE TRABAJO Y POR SU AMISTAD INCONDICIONADA.

A LOS INGENIEROS CARLOS RAMOS, FERNANDO ISUNZA Y CARLOS MONTOYA, POR SU ASESORIA, APOYO Y TIEMPO BRINDADO PARA LA ELABORACION DE ESTE TRABAJO.

AL ING. JAVIER CORTES (PONY) POR TODA LA AYUDA QUE NOS BRINDO Y POR SER UN EXCELENTE AMIGO.

A GRUPO RIOBOO, PARTICULARMENTE A LOS INGENIEROS CARLOS LOPEZ Y ANDRES COQUIS, POR SU ASESORIA Y APOYO.

A NUESTROS AMIGOS, ANA, IRMA, PONY, ROBERTO Y AMADO, POR SU AMISTAD, APOYO, CONSEJOS Y POR TODOS LOS MOMENTOS QUE COMPARTIMOS.

DUNIA Y JOSE

INDICE

INTRODUCCION	1
I. ANTECEDENTES	
I.1	Antecedentes de puentes en México 5
I.2	Diseño de puentes de sección cajón de concreto reforzado 8
II. CARACTERISTICAS GEOMETRICAS Y CARGAS EN EL PUENTE	
II.1	Descripción del proyecto 12
II.2	Propiedades geométricas de la sección 14
II.3	Cargas en el puente 21
II.3.1	Análisis de solicitaciones 21
II.3.1.1	Carga muerta 21
II.3.1.2	Carga viva 25
II.4	Líneas de influencia 29
III. ANALISIS DEL PUENTE	
III.1	Cálculo de elementos mecánicos por carga muerta 32
III.2	Cálculo de elementos mecánicos por carga viva 39
IV. DISEÑO DE LA ESTRUCTURA DE SECCION CAJON	
IV.1	Diseño de la losa inferior 57
IV.2	Diseño de la losa superior 58
V. REVISION POR ESFUERZOS PERMISIBLES	
V.1	Revisión por flexión 69
V.2	Revisión por cortante 80

VI. REVISION POR RESISTENCIA ULTIMA

VI.1	Revisión por flexión	85
VI.2	Revisión por cortante	99
VI.3	Revisión por torsión	104

VII. CONCLUSIONES

VII.1	Conclusiones	107
-------	--------------	-----

BIBLIOGRAFIA

110

INTRODUCCION

El presente trabajo, tiene como objeto mostrar el procedimiento del análisis y diseño, en la elaboración de superestructuras de puentes vehiculares de sección cajón de concreto reforzado.

En el diseño de una superestructura, se requiere del criterio del proyectista, así como de su experiencia. En base a esta información el diseño se reduce a un procedimiento iterativo de cálculo de cargas y fuerzas, así como de obtención y comparación de esfuerzos; debido a que esta parte del diseño se llega a convertir, para las personas encargadas de llevarla a cabo, en un trabajo mecanizado y hasta tedioso, por lo que se utilizan programas de computadora para realizarlo y facilitarlos.

Gracias a esta sistematización del diseño de superestructuras, el proyectista puede tener una gama de diseños, correspondientes a distintas condiciones físicas y de carga, a manera de proyectos tipo, en un tiempo sumamente reducido, comparado con el que se tiene cuando se hace manualmente. Aunado a lo anterior y para un proyecto en especial, la experiencia del proyectista, permitirá al mismo variar algunas condiciones que sean susceptibles a cambio, así como el criterio para obtener distintos diseños. Esto permitirá

poder comparar distintas soluciones a su problema y elegir la que a su juicio sea la mejor.

En el análisis y diseño de una superestructura de un puente, se cubren los aspectos definitivos del proyecto de estructuras, los cuales son: estructuración, análisis de cargas, análisis estructural, dimensionamiento de la sección y revisión de estados límite.

Una de las soluciones utilizadas, dependiendo del tipo de carga y de los claros, es el uso de la sección cajón. Este tipo de sección, es muy utilizada para claros grandes y ancho de vías en promedio de 10 m. Además, esta sección tiene como ventaja, sobre otros tipos, la rigidez que presenta debido a su forma, así como su resistencia a la torsión, siendo así que es utilizada también para puentes que se encuentran en curva.

El ejemplo que se estudiará aquí, es el de la superestructura de un puente de sección cajón. Sin embargo, se sabe que no son los únicos tipos de sección que existen, pero si uno de los más utilizados.

En el capítulo uno, se hace una breve descripción a manera de antecedente, de como han evolucionado los puentes en México.

En el capítulo dos, se muestran las características geométricas y las cargas, a las que va a estar sometido nuestro puente en estudio, y se propondrá una sección, la cual se revisará más adelante.

Dentro del capítulo tres, se muestra el análisis que se hace del puente. Este análisis, se realiza para obtener los elementos mecánicos a los que estará trabajando, en base a los criterios del Departamento de Puentes de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes y de la AASHTO.

En el capítulo cuatro, se realiza el diseño estructural de la sección cajón, mencionando los criterios que se deben seguir para la elaboración de este tipo de puentes.

El capítulo cinco, plantea la revisión de nuestra sección por esfuerzos permisibles, la cual debe cumplirse satisfactoriamente para seguir con una segunda revisión, pero ahora por resistencia última, la cual se desarrolla dentro del capítulo seis. Al cumplir nuestra sección por las dos anteriores revisiones, se da por bueno nuestro diseño.

Por último, en el capítulo siete, se muestran las conclusiones obtenidas del trabajo, teniendo presente los alcances del mismo.

Cabe mencionar, que debido a la variedad de aspectos que intervienen en el diseño y que dependen principalmente del criterio del proyectista, se consultaron varias personas involucradas directamente en el diseño de superestructuras de puentes y se adoptó un criterio general, ya que entre los diversos ingenieros se encontraron diferencias en cuanto a criterio.

**CAPITULO I
ANTECEDENTES**

I.1 Antecedentes de puentes en México

A través del tiempo, los diseñadores y constructores, tratan de encontrar mejores soluciones estructurales adecuándolas a los recursos económicos, materiales y al desarrollo de equipos y técnicas constructivas, buscando superar cada vez la belleza arquitectónica.

La evolución de los puentes, se debe a varios cambios, como son: diversos tipos de vehículos de motor, en sus dimensiones, peso, velocidad de operación, volumen de tránsito, disponibilidad de materiales de construcción; al uso de computadoras electrónicas, a los nuevos métodos de diseño y a la utilización de técnicas de construcción adecuadas.

Hace 50 años, los puentes carreteros se diseñaban con una carga móvil de diseño de un camión H15 (24.494 ton).

La estructuración se resolvía con cimentaciones por superficie, subestructura a base de estribos con aleros, pilas o caballetes y superestructuras con tramos de claros de 15 m para concreto reforzado, de 20 m para traveses de acero remachados y de 50 m para armaduras metálicas con apoyos libres. El ancho de calzada era de 5.70 m, que permitía el paso de 2 vehículos. Actualmente, la carga

móvil de diseño corresponde a dos o más líneas de vehículos HS20 (32.659 ton) y el ancho de calzada mínimo para dos líneas de tránsito es de 7.50 m.

Los materiales más empleados son el concreto, con resistencias de $f'c$ de 250 a 400 kg/cm^2 , para el caso de acero de refuerzo, o presfuerzo con un $f_y = 6000$ kg/cm^2 (también de 16000 y 19000 kg/cm^2), y la mampostería en obras de poca importancia.

La estructuración se resuelve, con cimentaciones superficiales o profundas a base de pilotes precolados de concreto reforzado, pilotes colados en el lugar y cilindros a 'cajones; las subestructuras con estribos 7 pilas de concreto reforzado o presfuerzo, libremente apoyados, Gerber o continuos con claros hasta de 125 m. Para puentes de doble voladizo, se han logrado obtener claros de hasta 240 m, y con el sistema de cables atirantados de 320 m.

A partir de la década de los 50's, se diseñan traveses libremente apoyados de 30 m de claro y continuos de 40 a 60 m. En concreto reforzado, se proyectan tramos libremente apoyados con dos nervaduras de 25 m y continuos de sección cajón de 40 m. El ancho de calzada es de 6.70 m y la carga móvil corresponde a dos líneas

de vehículos del tipo H15-S2. Para la cimentación, se utilizan pilotes precolados de concreto reforzado y cilindros de concreto.

En el caso de concreto presforzado, se utilizan vigas pretensadas de sección "T" para tramos libremente apoyados con claros de 30 a 35 m, utilizando concretos de $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$ y cables de 5 y 7 mm. de diámetro, con resistencia a la ruptura de 14000 kg/cm^2 y límite elástico de 12000 kg/cm^2 . Posteriormente se aplica a estructuras coladas en el lugar tipo Gerber o continuas de sección cajón, llegándose a tramos de 70 m. También se emplea la técnica de prefabricación en planta, para elementos del orden de 20 m de longitud, y alambres para el prefabricado de 2mm de diámetro.

Durante los últimos años, los puentes que mayor auge han tenido son los puentes de concreto presforzado.

El diseño de puentes de concreto presforzado, difiere de los puentes convencionales de concreto reforzado, en el uso de aceros de alta resistencia, al acoplarse o juntarse generalmente con concretos de alta resistencia. El presforzar el acero y el concreto, mejora el comportamiento y la resistencia de un puente de concreto. El presfuerzo del acero permite trabajar a niveles altos de esfuerzo; y presforzando el concreto se demora la aparición de las grietas en éste.

I.2 Diseño de puentes de sección cajón de concreto reforzado

La construcción de puentes de sección cajón de concreto reforzado, consta de una losa superior que generalmente es más ancha que el cajón, el cual contiene almas verticales y una losa inferior con un ancho de paño a paño de las almas. Las almas, tienen un ancho nominal de 23 cm, las losas inferiores pueden tener un espesor de 15 a 25 cm. La losa superior, la inferior y las almas están diseñadas y construídas para trabajar en conjunto, lo cual significa que el cortante total, se distribuye en todas las partes de la sección. Es común, construir estas secciones en el campo, utilizando obra falsa.

Los puentes de sección cajón de concreto reforzado, alcanzan aproximadamente, los mismos claros que los puentes sobre vigas de sección T. Esta sección cajón, es particularmente apropiada para claros entre 30 y 40 m, para claros mayores también se utiliza, pero debido al incremento de esfuerzos en los materiales por cargas muertas más altas, hace que la estructura sea ineficiente, por lo que en este caso se utiliza un sistema postensado.

Las secciones cajón de concreto reforzado, tienen un esfuerzo de torsión alto, lo que hace que su construcción, sea particularmente adecuada para estructuras con curvas cerradas.

Este tipo de estructuras, frecuentemente utiliza curvaturas cerradas, siendo una de las razones por la cual se utilizan las secciones cajón de concreto reforzado, por ejemplo en las carreteras de los Estados Unidos. El alto esfuerzo de torsión, permite que el puente sea diseñado como una unidad, sin considerar secciones individuales.

Esta construcción, presenta por sí misma un tratamiento estético. La inclinación de almas exteriores, es frecuentemente usada en pilas interiores, especialmente en claros largos, alrededor de las esquinas inferiores de la sección, han sido escogidas en un número de ocasiones para minimizar la apariencia maciza. La construcción monolítica de estructura y superestructura, no es una forma común de obtener eficiencia con secciones cajón de concreto, pero es usada para dar una mejor apariencia.

Procedimiento y diseño

La sección cajón de concreto reforzado, difiere de las de vigas T en que ellos tienen un patín superior, por lo tanto para el análisis de esta sección, ellas deben ser diseñadas como vigas T para momento positivo y negativo. Esto significa que los esfuerzos de compresión, son fácilmente controlados en las áreas de momento negativo, sin el extenso refuerzo en compresión requerido en la construcción de vigas T.

El espesor de la losa inferior, es frecuentemente usado en las regiones de momento negativo para controlar el esfuerzo de compresión que es significativo. El espesor de las almas, es frecuentemente usado en las áreas adyacentes a los apoyos, para controlar los requerimientos del cortante. Estas especificaciones indican que este cambio en el espesor del alma, debe ser disminuido sobre una distancia igual, a una longitud mínima de 12 veces la diferencia en el espesor del alma.

El límite de especificaciones del espesor del patín inferior es de $1/16$ del claro libre entre las almas de la sección o un mínimo de 0.15 m. El máximo de esos dos valores, es necesario. El refuerzo de la losa inferior requerido, es como un mínimo de 0.4% del área del patín en la dirección transversal. El refuerzo transversal de

la losa inferior, está siendo distribuido sobre ambas caras de la losa y enganchado en las almas exteriores de la sección.

Las necesidades para el diafragma intermedio en este tipo de construcción, ha sido cuestionado por muchos sabios ingenieros estructurales. Sin embargo, las especificaciones indican diafragmas, a un espaciamiento máximo de 20 m a menos que los datos indiquen que los diafragmas no sean necesarios. Los diafragmas, deben estar previstos por un apoyo principal que provoca una carga transferida o una carga de viento transversal en la subestructura. En secciones cajón curvas, las necesidades para el diafragma y los requerimientos espaciados, deben ser dados por consideraciones especiales.

Para estructuras curvas, la torsión debe ser considerada y el cortante de la sección, debe ser incrementado para dicha revisión.

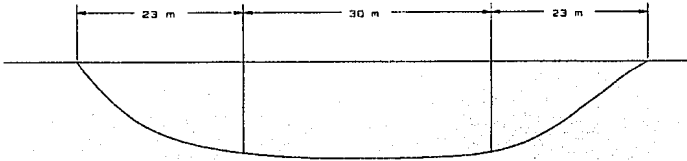
El refuerzo del momento negativo principal, debe ser puesto contra el menor del refuerzo transversal superior en la losa superior. El refuerzo del momento positivo, debe ser puesto entre las dos capas de refuerzo transversal requerido por las especificaciones AASHTO. El refuerzo, debe estar espaciado igualmente por enmedio de los dos patines.

CAPITULO II
CARACTERISTICAS GEOMETRICAS
Y CARGAS EN EL PUEENTE

II.1 Descripción del proyecto

El puente que se diseñará cuenta con tres claros, los cuales tienen una longitud de 23 m los claros extremos y 30 m el claro central.

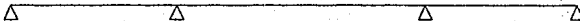
SECCION LONGITUDINAL



Debido a que la superestructura del puente, se encuentra simplemente apoyada en las pilas del centro, se estudiará como una viga continua.

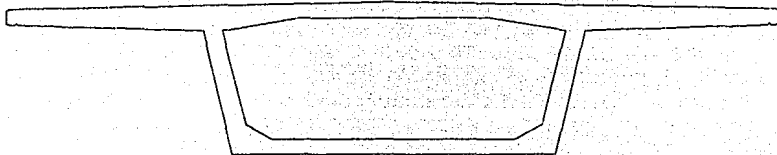
Esta viga, tendrá peralte variable debido a que la sección cambia de sección.

MODELO IDEALIZADO



Como ya se mencionó, se utilizará una sección de concreto reforzado de sección cajón como se muestra a continuación:

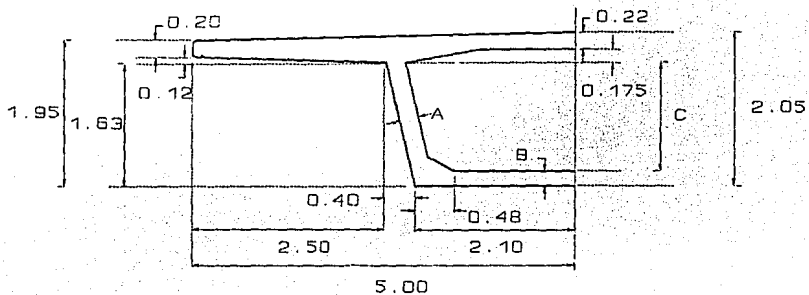
SECCION CAJON



La sección del puente cambiará en los apoyos, aumentando su peralte en la losa inferior y su espesor en las almas.

II.2 Propiedades geométricas de la sección

Se propondrá la siguiente sección.



acotaciones en m

DIMENSIONES (m)			
SECCIONES	A	B	C
1	0.35	0.20	1.43
2	0.25	0.20	1.43
3	0.40	0.30	1.33

Sección 1 = Sección en los apoyos exteriores

Sección 2 = Sección al centro de los claros

Sección 3 = Sección en los apoyos interiores

Propiedades de la sección en los apoyos exteriores

$$A = 47\,875.61 \text{ cm}^2$$

$$x = 500 \text{ cm}$$

$$y = 131.32 \text{ cm}$$

$$I_x = 248\,600\,064 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 2\,926\,353\,400 \text{ cm}^4$$

Propiedades de la sección al centro de los claros

$$A = 43\,927 \text{ cm}^2$$

$$x = 500 \text{ cm}$$

$$y = 134.86 \text{ cm}$$

$$I_x = 237\,588\,800 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 2\,763\,530\,200 \text{ cm}^4$$

Propiedades de la sección en los apoyos interiores

$$A = 52\,645.2 \text{ cm}^2$$

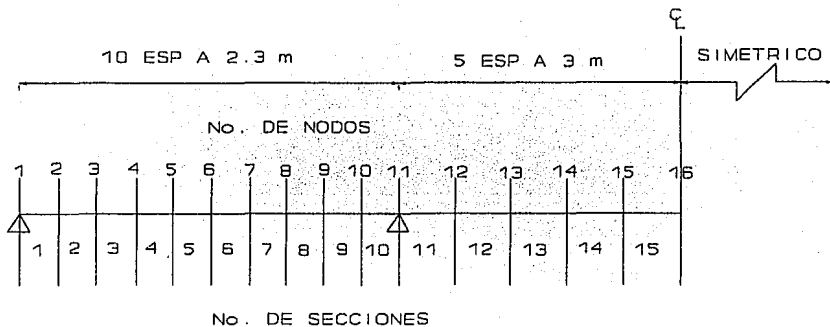
$$x = 500 \text{ cm}$$

$$y = 123.68 \text{ cm}$$

$$I_x = 287\,159\,040 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 3\,009\,831\,900 \text{ cm}^4$$

Para el análisis de la estructura se propone la malla siguiente.



De esta manera, tendremos 30 secciones o barras y 31 nudos, pero debido a simetría y a que las secciones al centro de los claros son iguales, tendremos sólo 7 áreas distintas. Estos es que:

$$A1 = A30$$

$$A2 = A29$$

$$A3 = A28$$

$$A4 = A5 = A6 = A7 = A14 = A15 = A16 = A17 = A24 = A25 = A26 = A27$$

$$A8 = A13$$

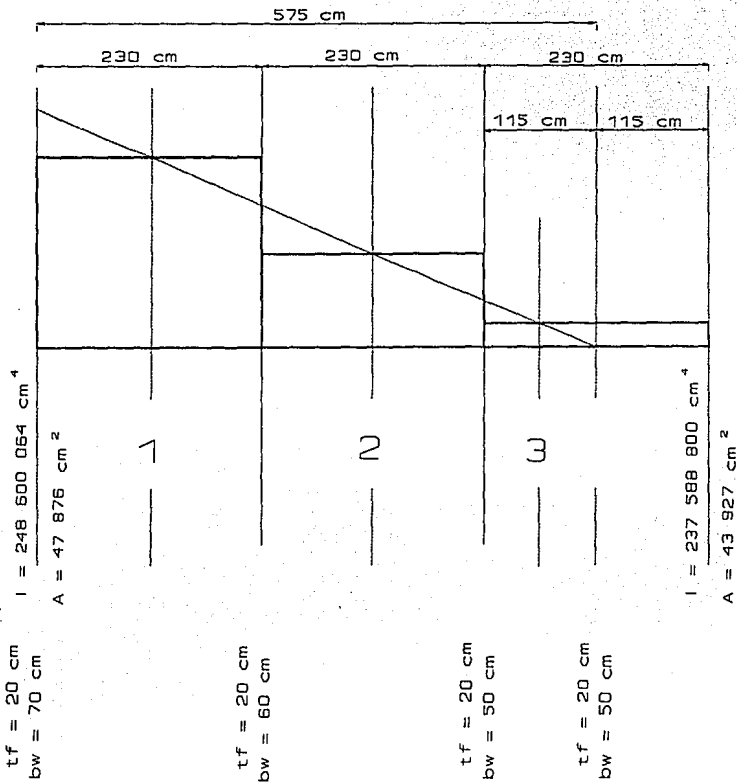
$$A9 = A12$$

$$A10 = A11$$

De igual forma se tendrán las inercias.

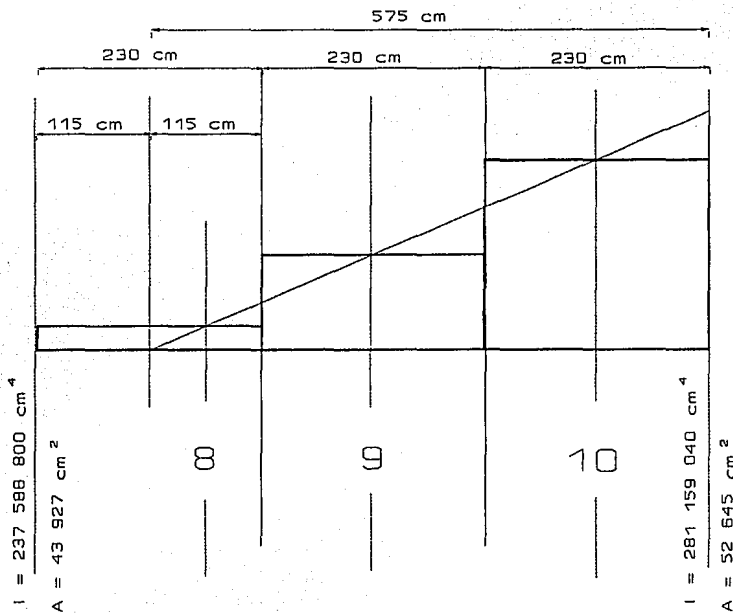
El cambio de sección, se presenta a una distancia de $L/4$ del apoyo, por lo cual se calculan sus áreas e inercias promedias de las secciones.

Sección del apoyo exterior



	Sección 1	Sección 2	Sección 3
I	246 397 811 cm ⁴	244 195 558 cm ⁴	238 139 363 cm ⁴
A	47 086 cm ²	46 296 cm ²	44 124 cm ²

Sección izquierda del apoyo interior



tf = 20 cm
bw = 40 cm

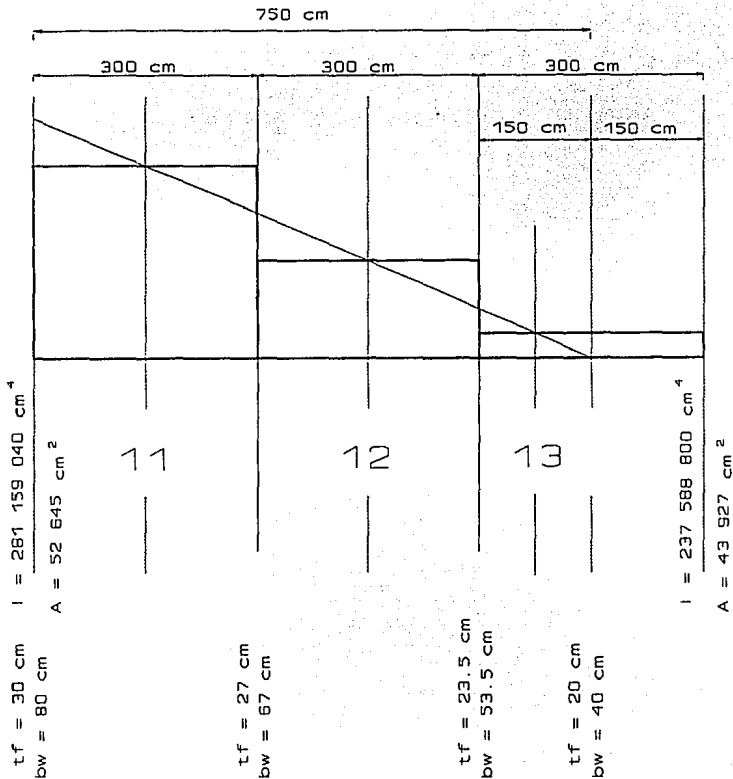
tf = 23.5 cm
bw = 53.5 cm

tf = 27 cm
bw = 67 cm

tf = 30 cm
bw = 80 cm

	Sección 8	Sección 9	Sección 10
I	239 767 312 cm ⁴	255 016 896 cm ⁴	272 444 992 cm ⁴
A	44 363 cm ²	47 414 cm ²	50 901 cm ²

Sección derecha del apoyo interior



	Sección 13	Sección 12	Sección 11
I	239 767 312 cm ⁴	255 016 896 cm ⁴	272 444 992 cm ⁴
A	44 363 cm ²	47 414 cm ²	50 901 cm ²

Por lo que las secciones quedan con sus áreas e inercias medias como sigue:

SECCION	AREA	INERCIA	SECCION	AREA	INERCIA
	cm ²	cm ⁴		cm ²	cm ⁴
1	47086	246397811	16	43927	237588800
2	46296	244195558	17	43927	237588800
3	44124	238139363	18	44363	239767312
4	43927	237588800	19	47414	255016896
5	43927	237588800	20	50901	272444992
6	43927	237588800	21	50901	272444992
7	43927	237588800	22	47414	255016896
8	44363	239767312	23	44363	239767312
9	47414	255016896	24	43927	237588800
10	50901	272444992	25	43927	237588800
11	50901	272444992	26	43927	237588800
12	47414	255016896	27	43927	237588800
13	44363	239767312	28	44124	238139363
14	43927	237588800	29	46296	244195558
15	43927	237588800	30	47086	246397811

II.3 Cargas en el puente

II.3.1 Análisis de solicitaciones

II.3.1.1 Carga muerta

Peso propio = Area de la sección * Peso volumétrico del concreto

$$w1 = 4.7086 * 2.4 = 11.30 \text{ ton/m} = w30$$

$$w2 = 4.6296 * 2.4 = 11.11 \text{ ton/m} = w29$$

$$w3 = 4.4124 * 2.4 = 10.59 \text{ ton/m} = w28$$

$$w4 = 4.3927 * 2.4 = 10.54 \text{ ton/m} = w27$$

$$w5 = 4.3927 * 2.4 = 10.54 \text{ ton/m} = w26$$

$$w6 = 4.3927 * 2.4 = 10.54 \text{ ton/m} = w25$$

$$w7 = 4.3927 * 2.4 = 10.54 \text{ ton/m} = w24$$

$$w8 = 4.4363 * 2.4 = 10.65 \text{ ton/m} = w23$$

$$w9 = 4.7414 * 2.4 = 11.38 \text{ ton/m} = w22$$

$$w10 = 5.0901 * 2.4 = 12.22 \text{ ton/m} = w21$$

$$w11 = 5.0901 * 2.4 = 12.22 \text{ ton/m} = w20$$

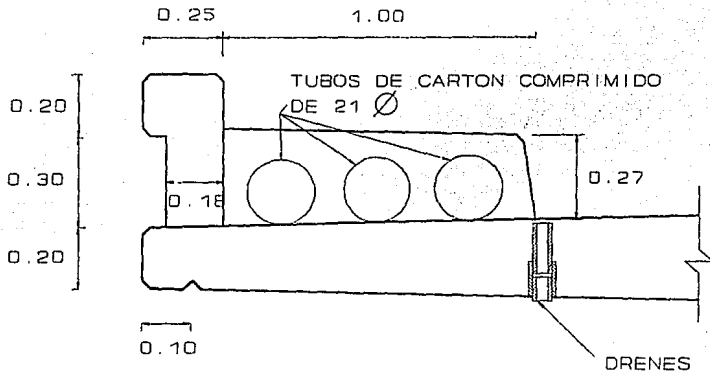
$$w12 = 4.7414 * 2.4 = 11.38 \text{ ton/m} = w19$$

$$w13 = 4.4363 * 2.4 = 10.65 \text{ ton/m} = w18$$

$$w14 = 4.3927 * 2.4 = 10.54 \text{ ton/m} = w17$$

$$w15 = 4.3927 * 2.4 = 10.54 \text{ ton/m} = w16$$

Cálculo del peso de la guarnición y banqueteta



Area de guarnición

$$A = .20 * .25 + .18 * .30 = .104 \text{ m}^2$$

Area de banqueteta

Se consideran 3 tubos de 21 cm de diámetro, dentro de las banquetas

$$A = .30 * 1.00 - (3 * \pi * .21^2 / 4) = 0.1961 \text{ m}^2$$

Asfalto

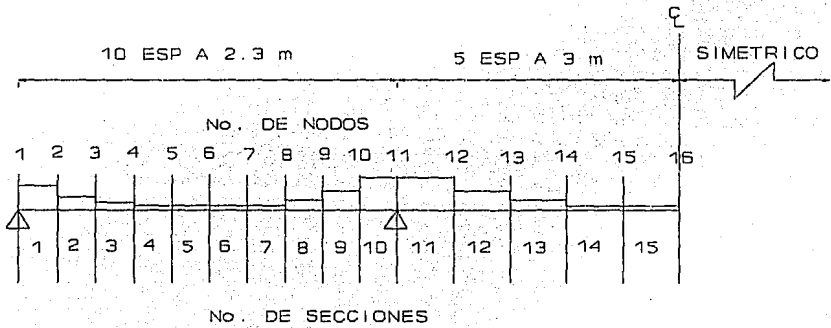
$$A = 7.5 * 0.1 = .75 \text{ m}^2 \quad \text{considerando 10 cm de carpeta y un peso volumétrico} = 2.2 \text{ ton/m}^3$$

sobrecarga muerta = $2 * (0.104 + 0.1961) * 2.4 + 0.75 * 2.2 = 3.09 \text{ ton/m}$

por lo tanto el peso total de CM queda = $\text{Popo (wi)} + \text{SCM}$

SECCION	wi	sobrecarga	Peso total
	ton / m	ton / m	ton / m
1 = 30	11.30	3.09	14.39
2 = 29	11.11	3.09	14.20
3 = 28	10.59	3.09	13.68
4 = 27	10.54	3.09	13.63
5 = 26	10.54	3.09	13.63
6 = 25	10.54	3.09	13.63
7 = 24	10.54	3.09	13.63
8 = 23	10.65	3.09	13.74
9 = 22	11.38	3.09	14.47
10 = 21	12.22	3.09	15.31
11 = 20	12.22	3.09	15.31
12 = 19	11.38	3.09	14.47
13 = 18	10.65	3.09	13.74
14 = 17	10.54	3.09	13.63
15 = 16	10.54	3.09	13.63

Por lo tanto las cargas quedan como se muestra



II.3.1.2 Carga viva

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

Por lo que respecta a la carga viva por camiones, se utilizarán dos tipos. El primero, un camión que la AASHTO lo designa como HS20, y el segundo, es un camión autorizado por la Secretaría de Comunicaciones y Transportes del tipo T3-S2-R4. Las características de cada uno se mostrarán más adelante.

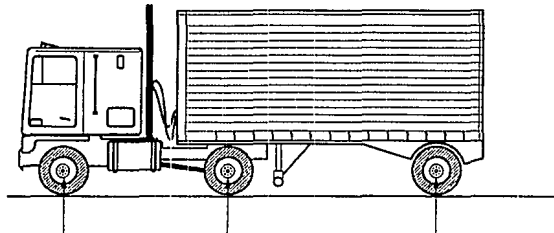
También la ASSHTO, considera una carga llamada de carril, las cuales consisten, en una carga uniforme por metro lineal de carril, combinado con una carga concentrada, colocadas ambas cargas, de tal manera que produzcan los máximos esfuerzos.

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

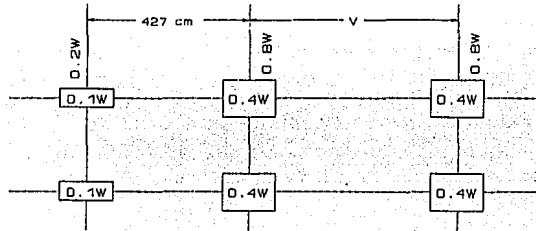
Esta carga equivalente, se calcula donde se tenga duda del resultado obtenido por un sólo camión y se comparan, tomando el valor mayor. Más adelante, se mostrarán los valores de este tipo de carga, tanto para momento como para cortante.

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

CAMION TIPO HS 20

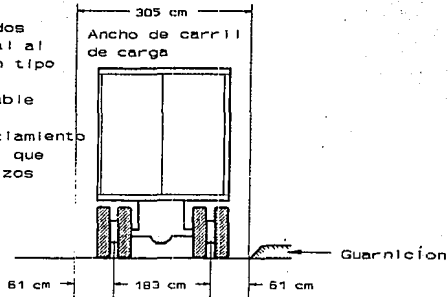


H20 -- 3,629 kg 14,515 kg 14,515 kg

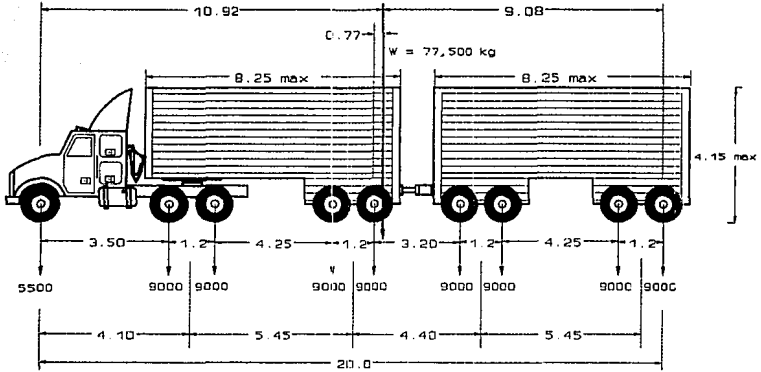


W= Peso total de los dos primeros ejes, igual al que tiene el camión tipo H correspondiente.

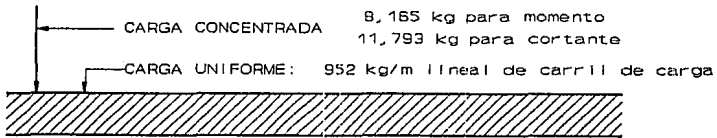
V= Espaciamiento variable de 427 cm a 914 cm inclusive, el espaciamento que se use, será el que produzca los esfuerzos máximos.



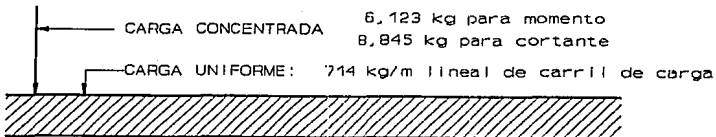
CAMION T3-S2-R4



CARGA H20 Y HS2D



CARGA H15 Y HS15



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

$$I = \frac{15.24}{(L+38)}$$

donde:

I = impacto, expresado en por ciento. Podrá alcanzar un valor máximo de $0.30 = 30\%$

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 a los vehículos.

II.4 Líneas de influencia

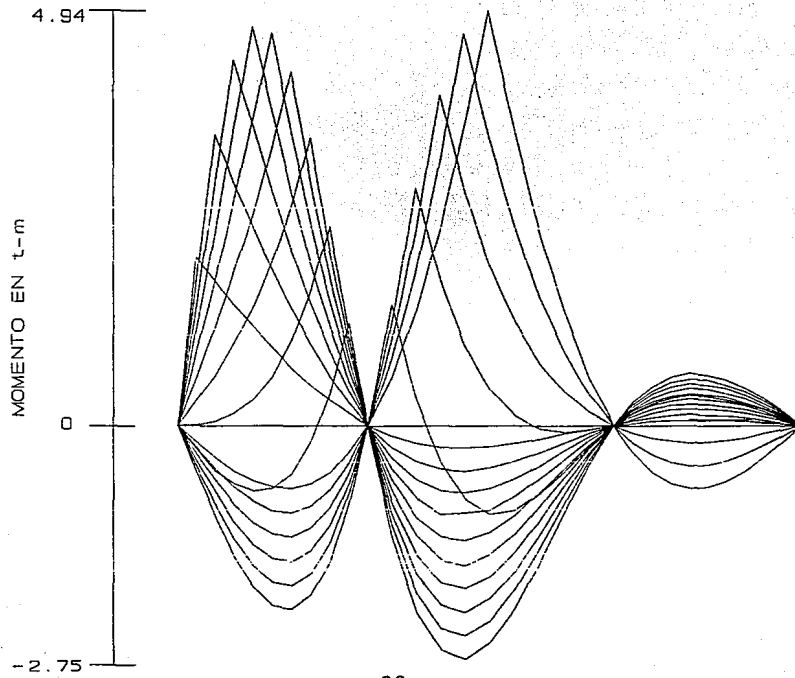
Una línea de influencia, muestra el valor de cualquier acción, ya sea cortante, momento flexionante, fuerza normal o torsionante, debido a una carga unitaria, moviéndose a lo largo de la estructura.

Estas acciones varían, si la carga está en movimiento. Si los valores de cualquier acción "a", se grafican como ordenadas en todos los puntos de aplicación de una carga unitaria, se obtiene la línea de influencia de la acción "a".

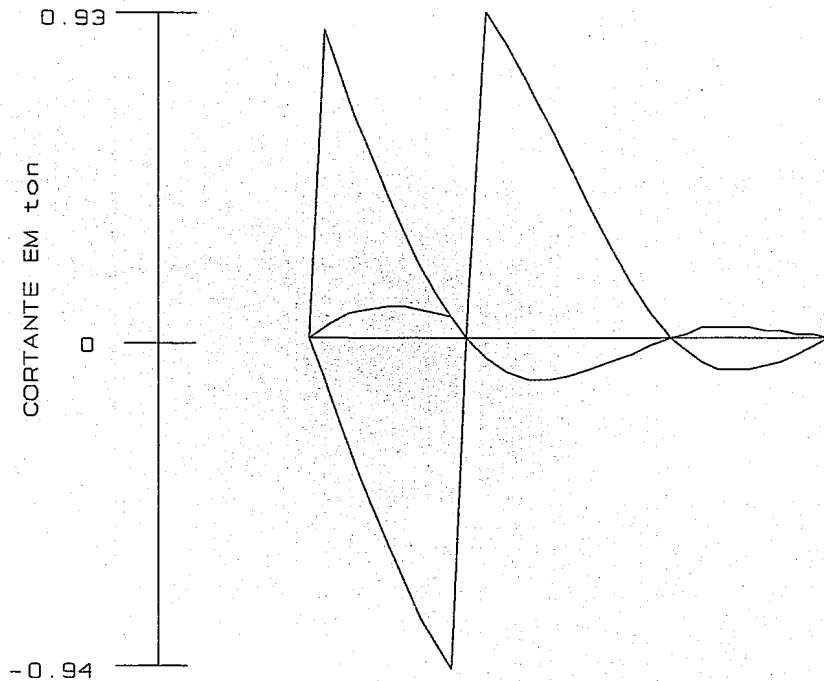
Debido al modelo discretizado que se tiene del puente, las líneas de influencia, se calcularon a cada décimo de claro.

Las líneas de influencia que se calcularon, fueron para la fuerza cortante y el momento flexionante. Graficando los resultados, se obtienen las líneas de influencia para una estructura de este tipo, como se muestra en las siguientes gráficas.

LÍNEAS DE INFLUENCIA PARA MOMENTO FLEXIONANTE



LINEAS DE INFLUENCIA PARA FUERZA CORTANTE



CAPITULO III
ANALISIS DEL PUENTE

III.1 Cálculo de los elementos mecánicos por carga muerta

Una vez obtenidas la geometría de la estructura y todas las cargas muertas, se analiza la estructura, para encontrar los elementos mecánicos.

Resolviendo la estructura como una viga continua, con tres claros y con apoyos fijos, como se mostró en la figura de cargas, y utilizando un programa de análisis estructural, se obtienen los resultados.

En el análisis del puente, se consideran tres condiciones de carga, debidas a carga muerta. La primera condición, es solamente por carga muerta (peso propio). La segunda es sólo por sobrecarga muerta y la tercera es una combinación de ambas, es decir una suma de carga muerta más sobrecarga muerta.

En la siguiente tabla se muestra la variación de valores obtenidos, los cuales nos ayudan a entender porque la estructura tiene un cambio en su geometría, en las secciones cercanas a los apoyos.

Como se puede observar, en estas secciones, el cortante es muy grande y por lo tanto nos obliga a tener una sección más robusta, que en las secciones de los centros de claro.

MOMENTOS

distancia	CM	SCM	CM+SCM
0.0	0.00	0.00	0.00
2.3	177.11	50.72	227.83
4.6	294.95	85.09	380.04
6.9	355.39	103.11	458.50
9.2	359.94	104.79	464.73
11.5	308.73	90.12	398.85
13.8	201.77	59.11	260.88
16.1	39.05	11.75	50.80
18.4	-179.72	-51.96	-231.68
20.7	-456.76	-132.01	-588.77
23.0	-796.21	-228.41	-1024.62
26.0	-353.23	-103.26	-456.49
29.0	-16.45	-5.93	-22.38
32.0	221.19	63.60	284.79
35.0	363.48	105.31	468.79
38.0	410.91	119.22	530.13
41.0	363.48	105.31	468.79

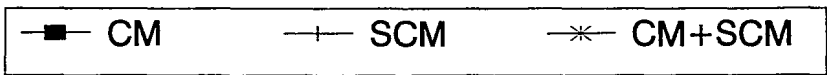
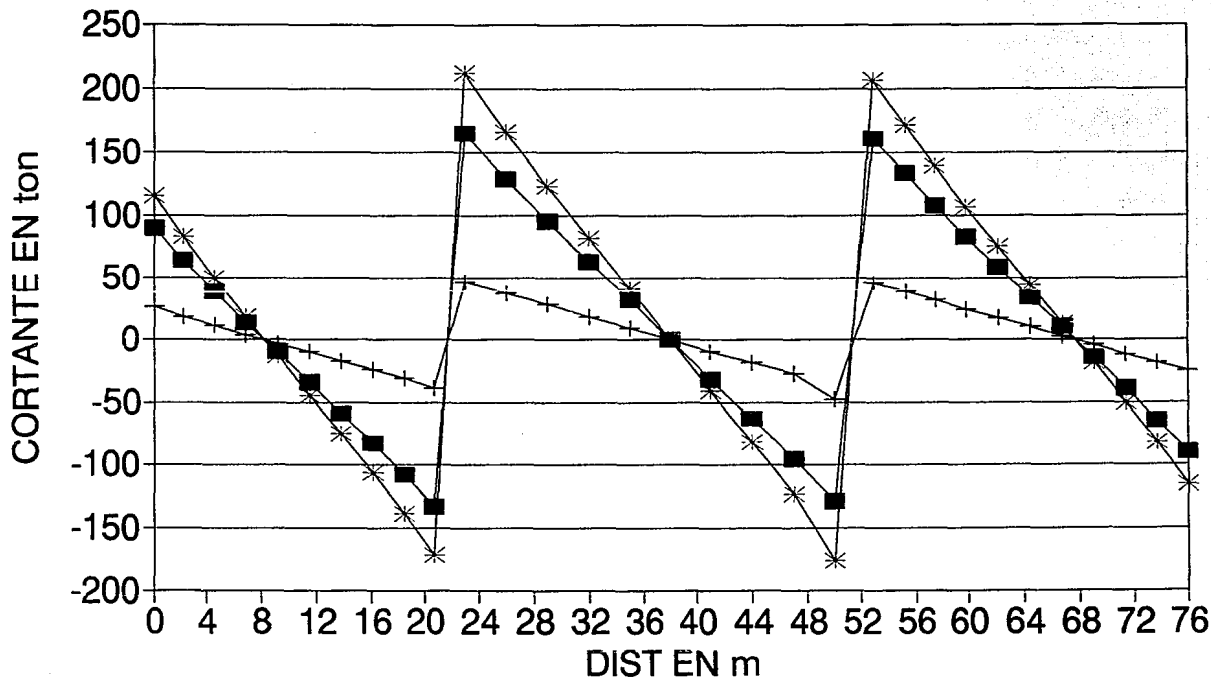
distancia	CM	SCM	CM+SCM
44.0	221.19	63.60	284.79
47.0	-16.45	-5.93	-22.38
50.0	-353.23	-103.26	-456.49
53.0	-796.21	-228.41	-1024.62
55.3	-456.76	-132.01	-588.77
57.6	-179.72	-51.96	-231.68
59.9	39.05	11.75	50.80
62.2	201.77	59.11	260.88
64.5	308.73	90.12	398.85
66.8	359.94	104.79	464.73
69.1	355.39	103.11	458.50
71.4	294.95	85.09	380.04
73.7	177.11	50.72	227.83
76.0	0.00	0.00	0.00

CORTANTES

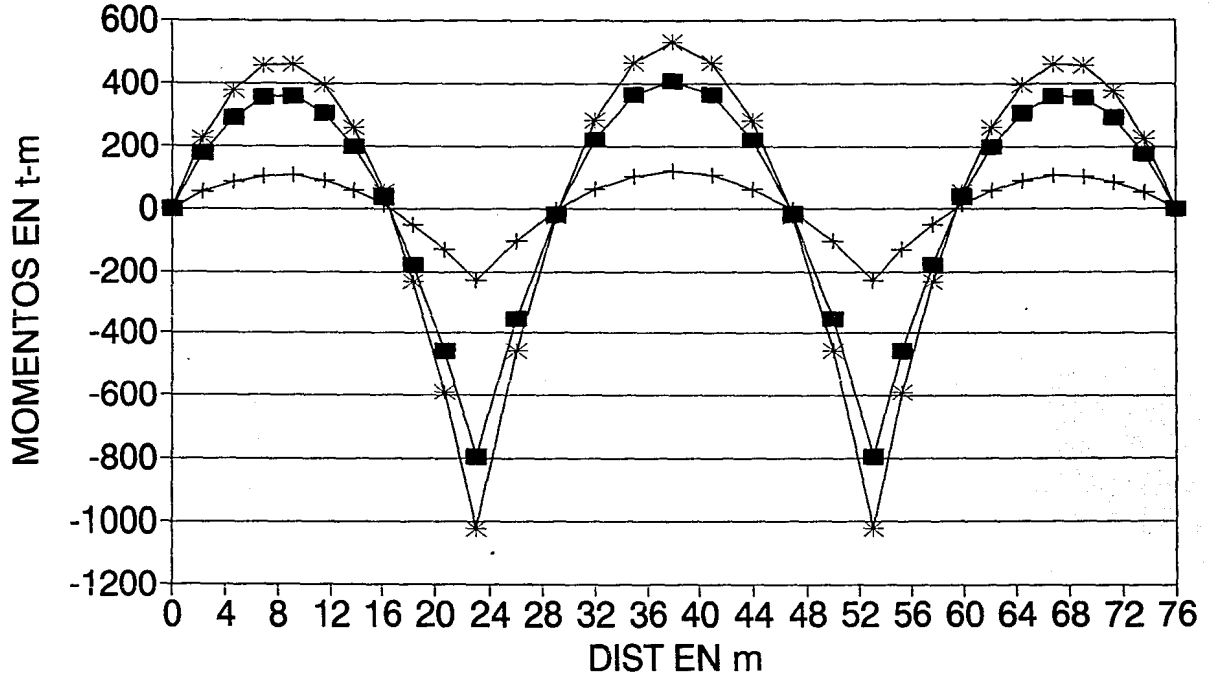
distancia	CM	SCM	CM+SCM
0.0	90.00	25.60	115.60
2.3	64.01	18.50	82.51
4.6	38.46	11.39	49.85
6.9	14.10	4.28	18.38
9.2	-10.14	-2.82	-12.96
11.5	-34.38	-9.93	-44.31
13.8	-58.63	-17.04	-75.67
16.1	-82.87	-24.14	-107.01
18.4	-107.36	-31.25	-138.61
20.7	-133.54	-38.36	-171.90
23.0	165.99	46.35	212.34
26.0	129.33	37.08	166.41
29.0	95.19	27.81	123.00
32.0	63.24	18.54	81.78
35.0	31.62	9.27	40.89
38.0	0.00	0.00	0.00
41.0	-31.62	-9.27	-40.89

distancia	CM	SCM	CM+SCM
44.0	-63.24	-18.54	-81.78
47.0	-95.19	-27.81	-123.00
50.0	-129.33	-37.08	-166.41
53.0	161.64	45.47	207.11
55.3	133.54	38.36	171.90
57.6	107.36	31.25	138.61
59.9	82.87	24.14	107.01
62.2	58.63	17.04	75.67
64.5	34.38	9.93	44.31
66.8	10.14	2.82	12.96
69.1	-14.10	-4.28	-18.38
71.4	-38.46	-11.39	-49.85
73.7	-64.01	-18.50	-82.51
76.0	-90.00	-25.60	-115.60

CORTANTES POR CARGA MUERTA



MOMENTOS POR CARGA MUERTA

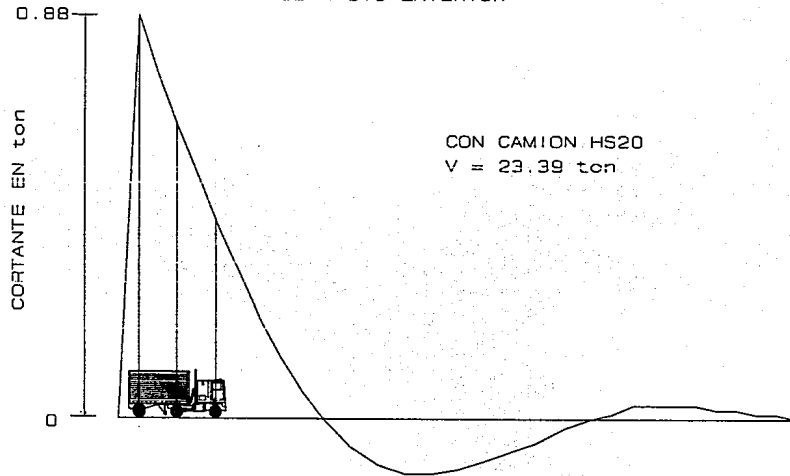


III.2 Cálculo de los elementos mecánicos por carga viva

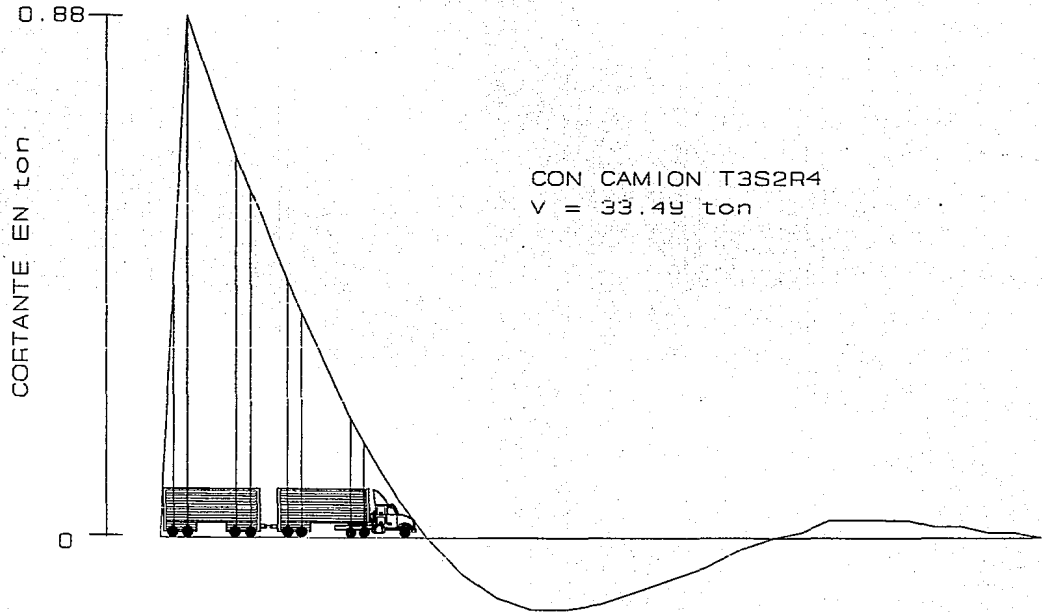
Se colocaron los camiones en varias posiciones, hasta encontrar la posición más desfavorable. A continuación, se mostrarán los análisis en tres secciones diferentes, tanto para cortante como para momento flexionante.

Este estudio se realizó, utilizando las líneas de influencia antes mencionadas.

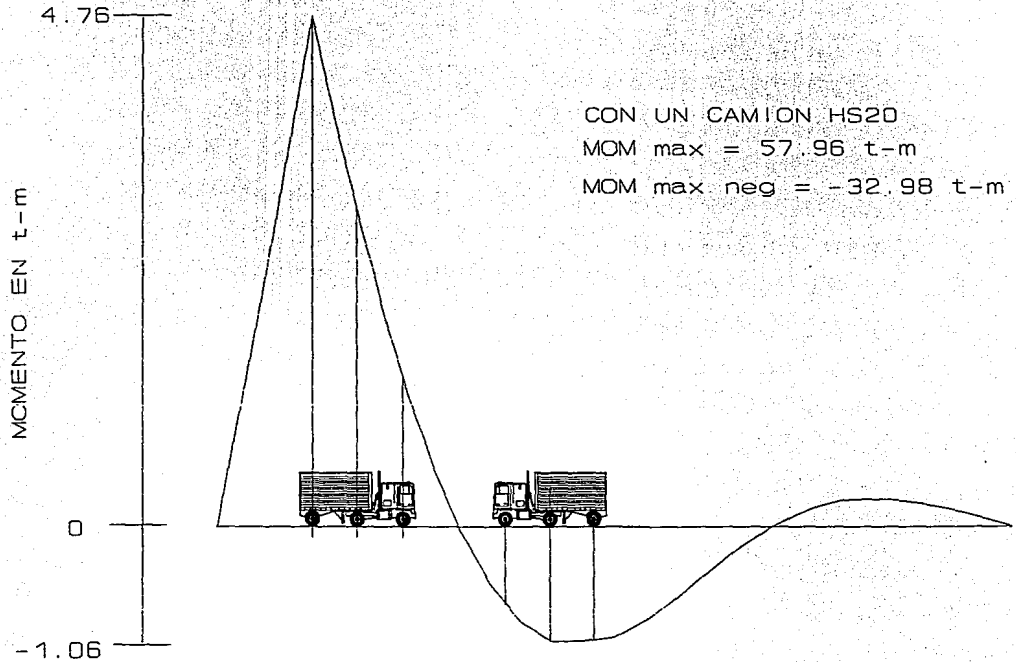
LÍNEA DE INFLUENCIA PARA CORTANTE
EN EL APOYO EXTERIOR



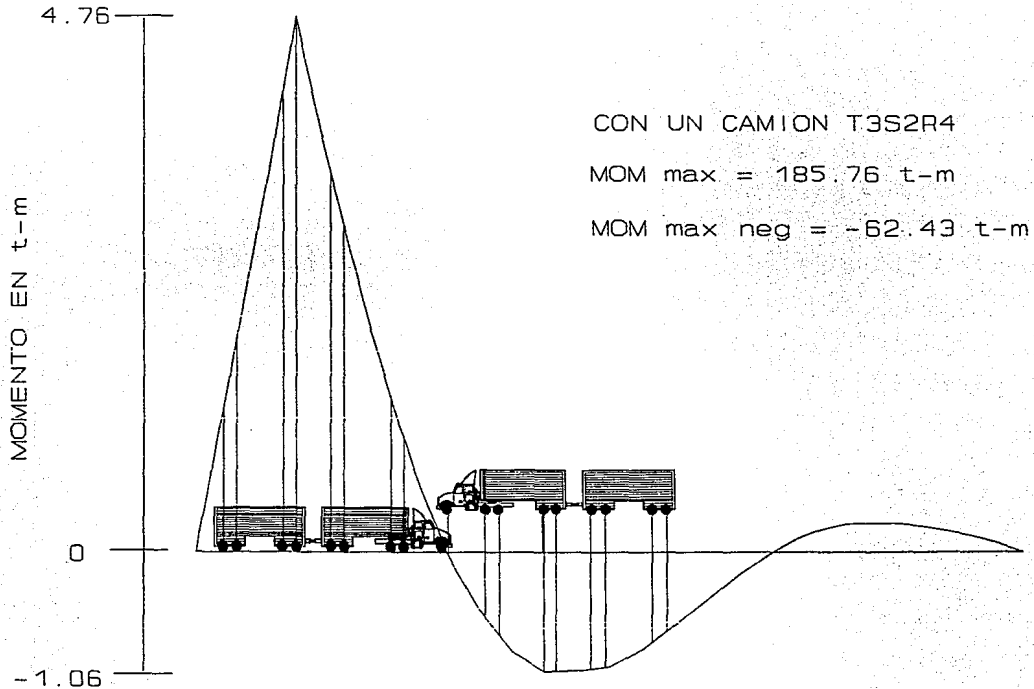
LÍNEA DE INFLUENCIA PARA CORTANTE
EN EL APOYO EXTERIOR



LINEA DE INFLUENCIA PARA MOMENTO FLEXIONANTE
A UNA DISTANCIA DE 9.2 m DEL APOYO EXTERIOR

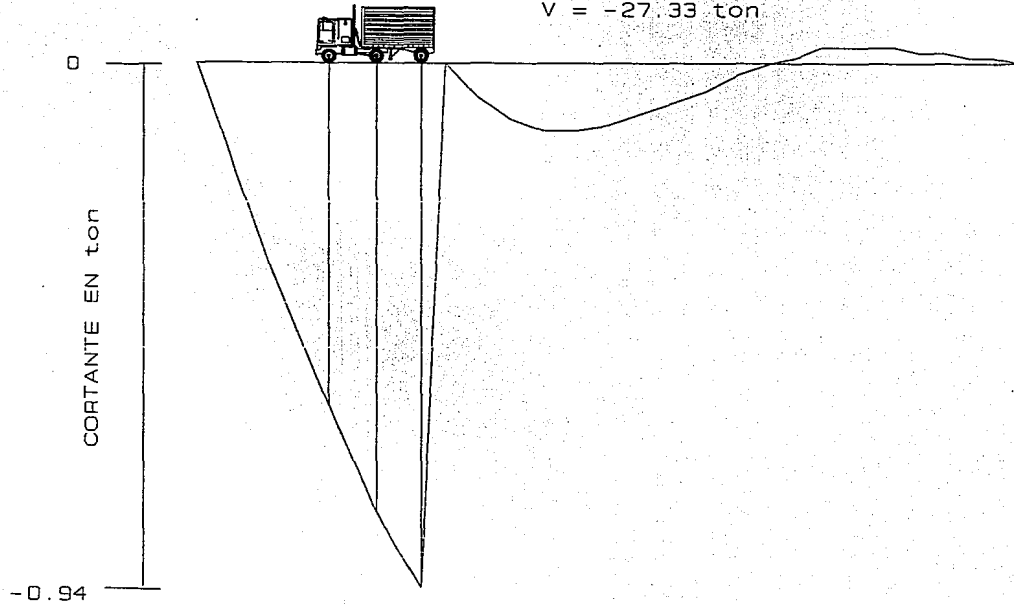


LÍNEA DE INFLUENCIA PARA MOMENTO FLEXIONANTE
A UNA DISTANCIA DE 9.2 m DEL APOYO EXTERIOR



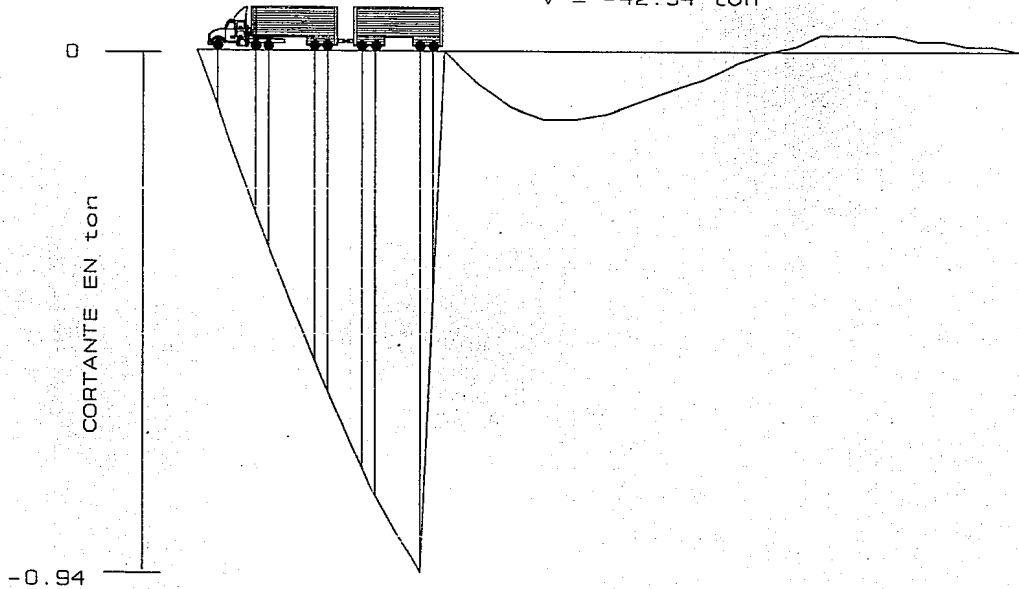
LÍNEA DE INFLUENCIA PARA CORTANTE A UNA DISTANCIA
DE 20.7 m DEL APOYO EXTERIOR

CON CAMIÓN HS20
 $V = -27.33 \text{ ton}$



LÍNEA DE INFLUENCIA PARA CORTANTE A UNA DISTANCIA
DE 20.7 m DEL APOYO EXTERIOR

CON CAMIÓN T3S2R4
 $V = -42.34 \text{ ton}$

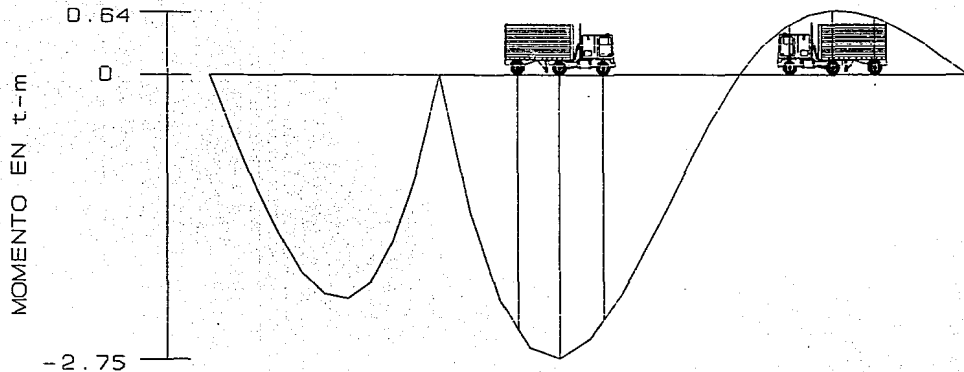


LÍNEA DE INFLUENCIA PARA MOMENTO FLEXIONANTE
EN EL APOYO INTERIOR

CON CAMION HS20

MOM max = 19.30 t-m

MOM max neg = -83.4 t-m

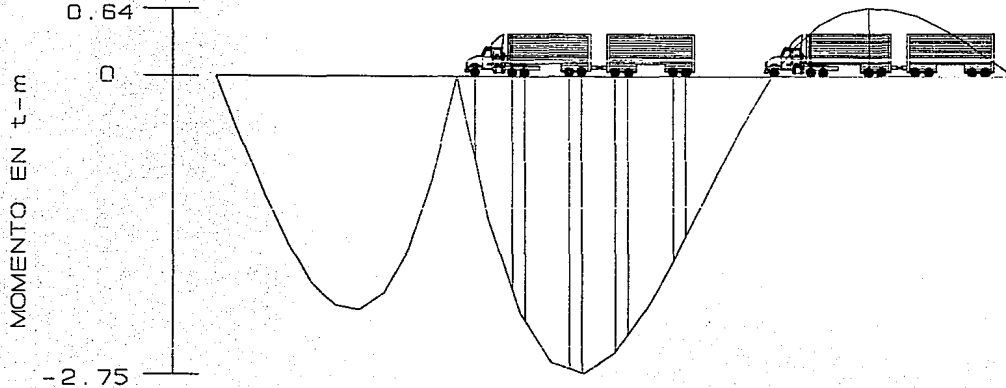


LÍNEA DE INFLUENCIA PARA MOMENTO FLEXIONANTE
EN EL APOYO INTERIOR

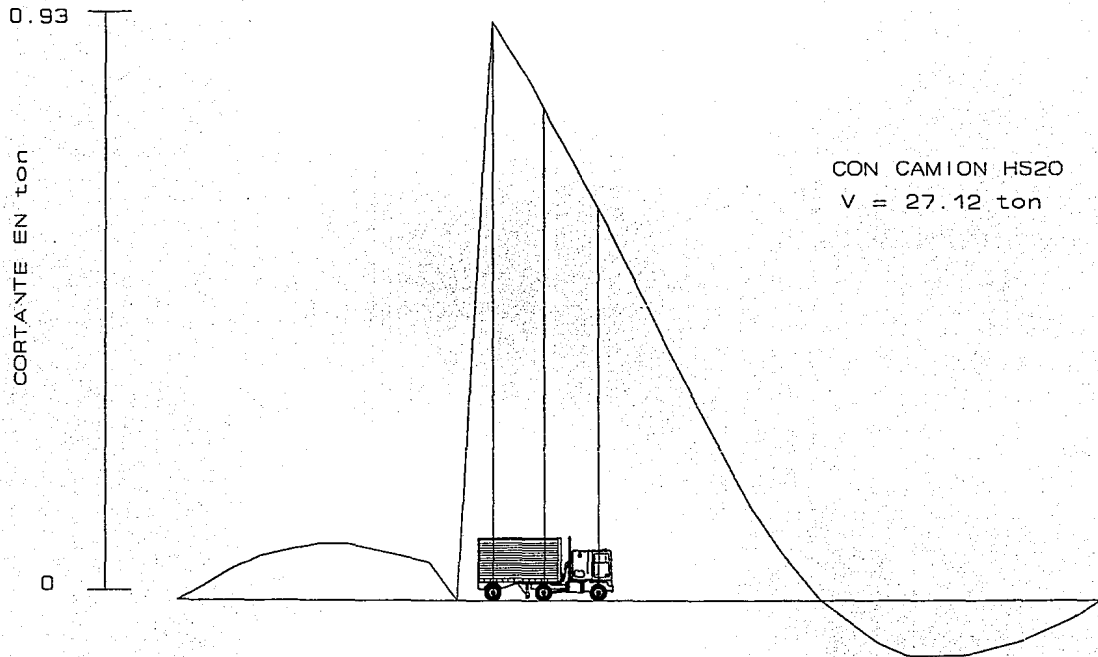
CON CAMION T3S2R4

MOM max = 35.2 t-m

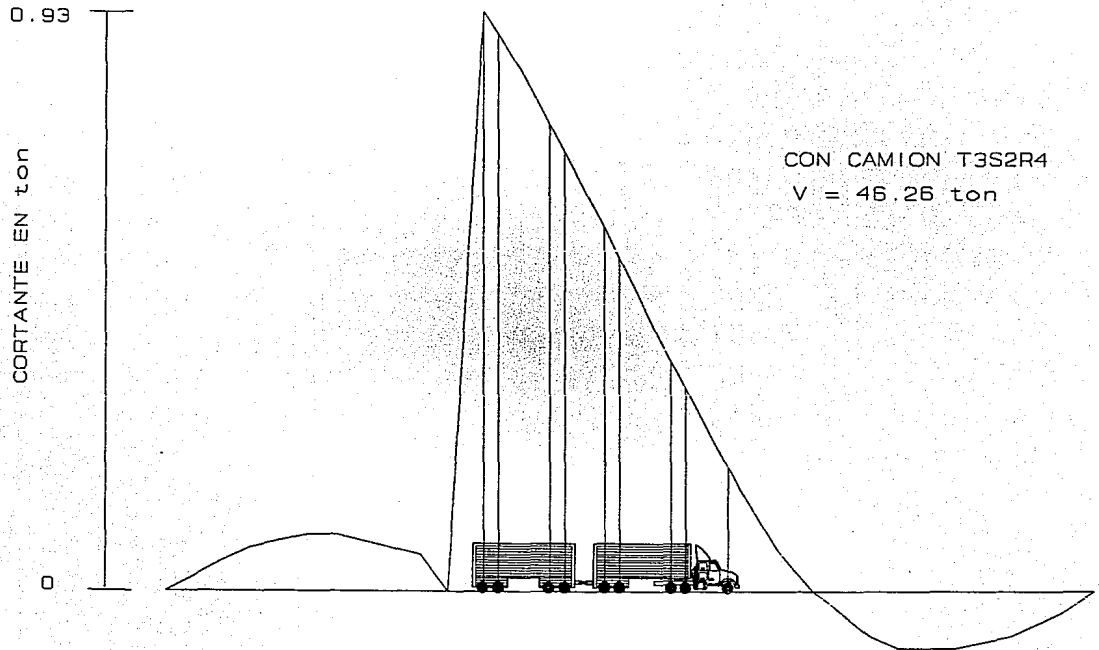
MOM max neg = -168.89 t-m



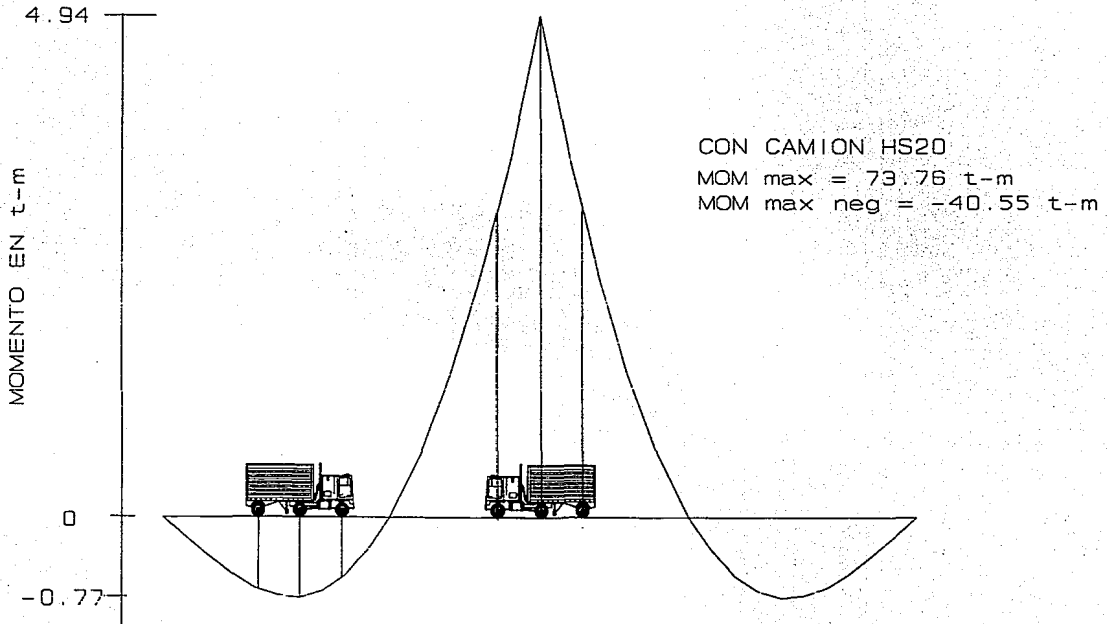
LÍNEA DE INFLUENCIA PARA CORTANTE
EN EL APOYO INTERIOR



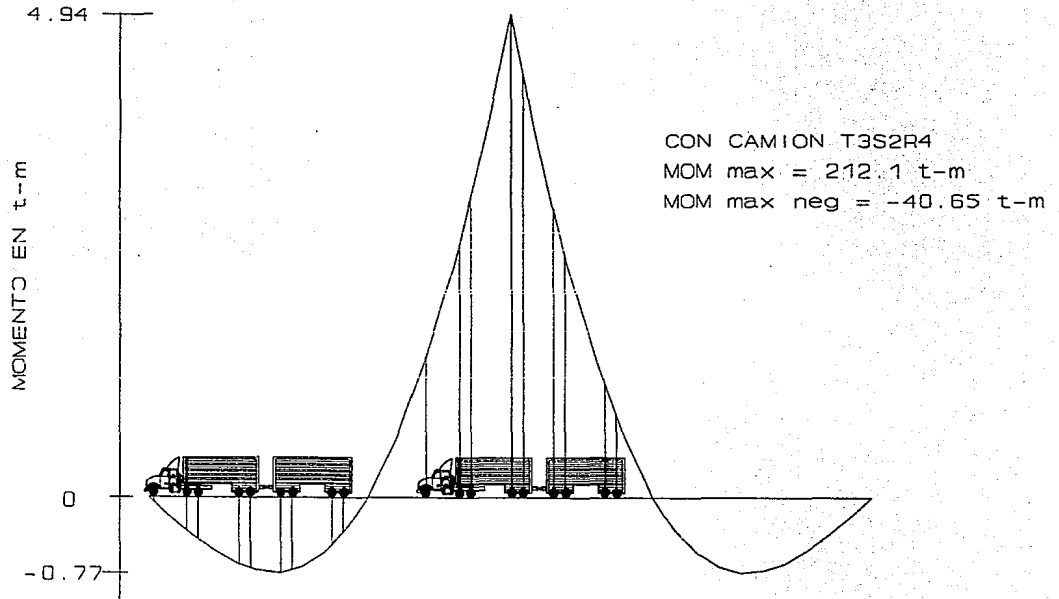
LÍNEA DE INFLUENCIA PARA CORTANTE
EN EL APOYO INTERIOR



LÍNEA DE INFLUENCIA PARA MOMENTO FLEXIONANTE
EN EL CENTRO DEL CLARO CENTRAL



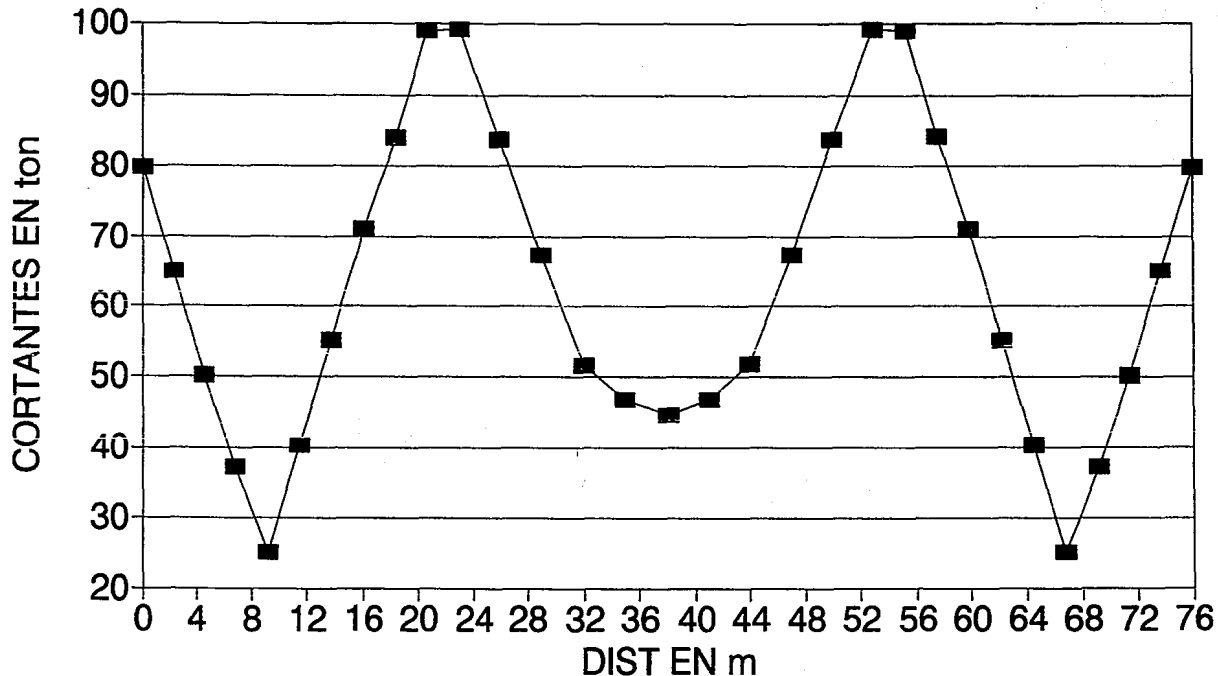
LÍNEA DE INFLUENCIA PARA MOMENTO FLEXIONANTE
EN EL CENTRO DEL CLARO CENTRAL



CORTANTES POR CARGA VIVA

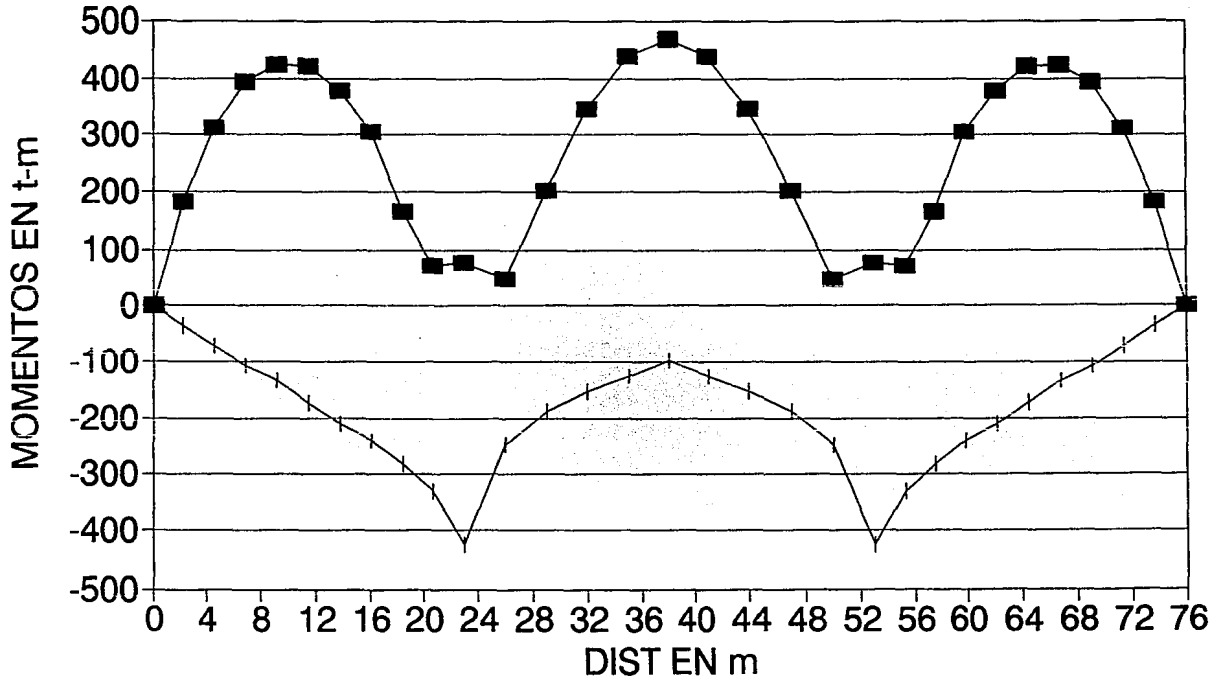
DIST	T3S2R4 CORTANTE ton	HS20 CORTANTE ton	IMPACTO ton	T3S2R4 CV+I ton	HS20 CV+I ton	T3S2R4+HS20 CON IMPACTO ton	CORTANTE PEATONAL ton	CORTANTE CV+I+ PEATON ton
0.0	33.49	23.39	0.249	41.829	29.214	71.043	8.72	79.763
2.3	25.97	19.83	0.271	33.004	25.201	58.204	6.76	64.964
4.6	19.31	16.04	0.281	24.743	20.553	45.295	5.00	50.295
6.9	13.37	12.64	0.294	17.301	16.357	33.658	3.57	37.228
9.2	7.84	9.39	0.308	10.258	12.286	22.543	2.48	25.023
11.5	12.91	14.66	0.308	16.880	19.168	36.048	4.29	40.338
13.8	20.29	18.05	0.294	26.264	23.365	49.629	5.59	55.219
16.1	28.44	21.46	0.282	36.462	27.513	63.975	7.09	71.065
18.4	34.61	24.62	0.272	44.007	31.305	75.312	8.80	84.112
20.7	42.34	27.33	0.261	53.376	34.453	87.829	10.98	98.809
23.0	46.26	27.12	0.235	57.110	33.481	90.590	8.45	99.040
25.0	38.29	23.73	0.246	47.723	29.576	77.299	6.53	83.829
29.0	29.57	20.19	0.259	37.215	25.410	62.624	4.71	67.334
32.0	21.59	16.48	0.273	27.476	20.973	48.449	3.31	51.759
35.0	13.29	12.59	0.287	17.110	16.209	33.319	13.61	46.929
38.0	13.71	12.71	0.287	17.651	16.363	34.014	10.65	44.664
41.0	13.29	12.59	0.287	17.104	16.203	33.308	13.61	46.918
44.0	21.59	16.48	0.273	27.484	20.979	48.463	3.31	51.773
47.0	29.57	20.19	0.259	37.229	25.419	62.648	4.71	67.358
50.0	38.29	23.73	0.246	47.709	29.568	77.277	6.53	83.807
53.0	46.26	27.12	0.235	57.131	33.493	90.624	8.45	99.074
55.3	42.34	27.33	0.261	53.391	34.463	87.854	10.98	98.834
57.6	34.61	24.62	0.272	44.024	31.317	75.341	8.80	84.141
59.9	28.44	21.46	0.282	36.460	27.512	63.972	7.09	71.062
62.2	20.29	16.05	0.294	26.255	23.357	49.612	5.59	55.202
64.5	12.91	14.66	0.308	16.886	19.175	36.062	4.29	40.352
66.8	7.84	9.39	0.308	10.255	12.282	22.537	2.48	25.017
69.1	13.37	12.64	0.294	17.301	16.357	33.658	3.57	37.228
71.4	19.31	16.04	0.281	24.743	20.553	45.295	5.00	50.295
73.7	25.97	19.83	0.271	33.004	25.201	58.204	6.76	64.964
76.0	33.49	23.39	0.249	41.829	29.214	71.043	8.72	79.763

CORTANTES POR CARGA VIVA



—■— CV+IMP+PEATON

MOMENTOS POR CARGA VIVA

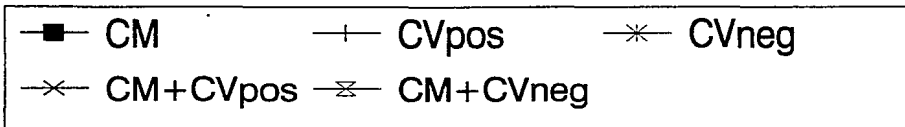
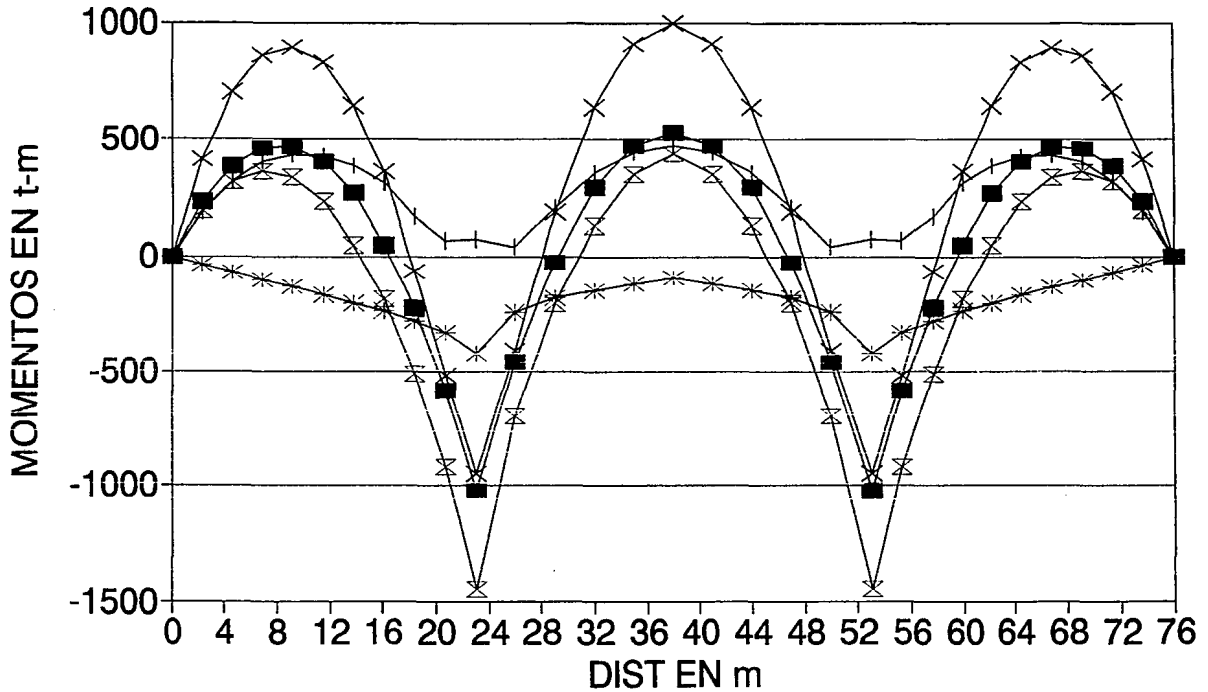


—■— CVpos+IMP+PEATON —+— CVneg+IMP+PEATON

MOMENTOS POR CARGA VIVA

DIST	T3S2R4		HS20		IMPACTO		T3S2R4		HS20		T3S2R4 + HS20		MOMENTO		MOM CV+I		
	MOMENTO		MOMENTO		POS		NEG		POS		NEG		PEATONAL		+PEATON		
	POS	NEG	POS	NEG	POS	NEG	POS	NEG	POS	NEG	POS	NEG	POS	NEG	POS	NEG	
m	t-m	t-m	t-m	t-m	t-m	t-m	t-m	t-m	t-m	t-m	t-m	t-m	t-m	t-m	t-m	t-m	
0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0	0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00	0.00	0.000	0.000
2.3	77.68	-16.76	54.93	-8.78	0.249	0.236	97.056	-20.714	68.631	-10.851	165.687	-31.565	17.85	-4.23	183.537	-35.795	
4.6	133.18	-32.98	91.97	-16.63	0.249	0.236	166.399	-40.760	114.910	-20.553	281.309	-61.314	31.31	-8.45	312.619	-69.764	
6.9	171.10	-51.22	112.59	-25.20	0.249	0.236	213.777	-63.303	140.673	-31.145	354.450	-94.448	40.38	-12.68	394.830	-107.128	
9.2	185.76	-62.43	118.11	-32.98	0.249	0.236	232.094	-77.158	147.570	-40.760	379.663	-117.918	45.06	-16.91	424.723	-134.828	
11.5	181.58	-81.53	119.77	-41.83	0.249	0.236	226.871	-100.764	149.644	-51.698	376.515	-152.462	45.34	-21.14	421.855	-173.602	
13.8	162.47	-97.54	108.53	-53.11	0.249	0.236	202.994	-120.551	135.600	-65.639	338.595	-186.190	41.24	-25.36	379.835	-211.550	
16.1	126.38	-111.51	91.29	-60.23	0.249	0.236	157.903	-137.817	114.060	-74.439	271.963	-212.256	32.75	-29.59	304.713	-241.846	
18.4	63.83	-134.46	54.13	-66.50	0.249	0.236	79.751	-166.181	67.631	-82.188	147.382	-248.369	19.86	-33.82	167.242	-282.189	
20.7	31.72	-152.08	17.44	-78.77	0.249	0.236	39.632	-187.958	21.790	-97.353	61.422	-285.311	9.94	-45.39	71.362	-330.701	
23.0	35.20	-168.89	19.30	-118.60	0.249	0.236	43.980	-208.733	24.114	-146.579	68.094	-355.313	7.89	-69.24	75.984	-424.553	
26.0	19.80	-106.13	11.09	-65.53	0.249	0.236	24.739	-131.167	13.856	-80.989	38.595	-212.157	6.38	-36.12	46.975	-246.277	
29.0	66.49	-88.00	65.07	-48.37	0.224	0.236	105.845	-108.760	79.632	-59.781	185.477	-168.541	18.82	-20.41	204.297	-188.951	
32.0	154.32	-68.80	99.70	-39.89	0.224	0.236	188.855	-85.031	122.012	-49.301	310.867	-134.331	36.16	-19.08	347.027	-153.411	
35.0	196.89	-54.58	123.03	-31.73	0.224	0.236	240.952	-67.456	150.563	-39.216	391.514	-106.672	47.37	-19.08	438.884	-125.752	
38.0	212.10	-40.55	129.09	-23.26	0.224	0.236	259.566	-50.116	157.979	-28.747	417.544	-78.884	51.10	-19.08	468.644	-97.944	
41.0	196.89	-54.56	123.03	-31.73	0.224	0.236	240.952	-67.456	150.563	-39.216	391.514	-106.672	47.37	-19.08	438.884	-125.752	
44.0	154.32	-68.80	99.70	-39.89	0.224	0.236	188.855	-85.031	122.012	-49.301	310.867	-134.331	36.16	-19.08	347.027	-153.411	
47.0	86.49	-88.00	65.07	-48.37	0.224	0.236	105.845	-108.760	79.632	-59.781	185.477	-168.541	18.82	-20.41	204.297	-188.951	
50.0	19.80	-106.13	11.09	-65.53	0.249	0.236	24.739	-131.167	13.856	-80.989	38.595	-212.157	6.38	-36.12	46.975	-246.277	
53.0	35.20	-168.89	19.30	-118.60	0.249	0.236	43.980	-208.733	24.114	-146.579	68.094	-355.313	7.89	-69.24	75.984	-424.553	
55.3	31.72	-152.08	17.44	-78.77	0.249	0.236	39.632	-187.958	21.790	-97.353	61.422	-285.311	9.94	-45.39	71.362	-330.701	
57.6	63.83	-134.46	54.13	-66.50	0.249	0.236	79.751	-166.181	67.631	-82.188	147.382	-248.369	19.86	-33.82	167.242	-282.189	
59.9	126.38	-111.51	91.29	-60.23	0.249	0.236	157.903	-137.817	114.060	-74.439	271.963	-212.256	32.75	-29.59	304.713	-241.846	
62.2	162.47	-97.54	108.53	-53.11	0.249	0.236	202.994	-120.551	135.600	-65.639	338.595	-186.190	41.24	-25.36	379.835	-211.550	
64.5	181.58	-81.53	119.77	-41.83	0.249	0.236	226.871	-100.764	149.644	-51.698	376.515	-152.462	45.34	-21.14	421.855	-173.602	
66.8	185.76	-62.43	118.11	-32.98	0.249	0.236	232.094	-77.158	147.570	-40.760	379.663	-117.918	45.06	-16.91	424.723	-134.828	
69.1	171.10	-51.22	112.59	-25.20	0.249	0.236	213.777	-63.303	140.673	-31.145	354.450	-94.448	40.38	-12.68	394.830	-107.128	
71.4	133.18	-32.98	91.97	-16.63	0.249	0.236	166.399	-40.760	114.910	-20.553	281.309	-61.314	31.31	-8.45	312.619	-69.764	
73.7	77.68	-16.76	54.93	-8.78	0.249	0.236	97.056	-20.714	68.631	-10.851	165.687	-31.565	17.85	-4.23	183.537	-35.795	
76.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0	0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00	0.00	0.000	0.000	

ENVOLVENTE DE MOMENTOS



CAPITULO IV
DISEÑO DE LA ESTRUCTURA DE SECCION CAJON

IV.1 Diseño de la losa inferior

Refuerzo transversal para la losa de 20 cm.

Según AASHTO se debe tomar un 0.50% del área de la sección transversal de la losa; $S_{m\acute{a}x} = 45$ cm.

$$A_s = 0.0050 * 100 * 20 = 10 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_s/\text{cara} = 10.0 / 2 = 5.0 \text{ cm}^2/\text{m}$$

usando Vs#4 $S = 1.27 * 100 / 5.0 = 25.4 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$

Vs #4 @ 25 cm. ancladas a las nervaduras

Refuerzo transversal para la losa de 40 cm.

$$A_s = 0.0050 * 100 * 40 = 20 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

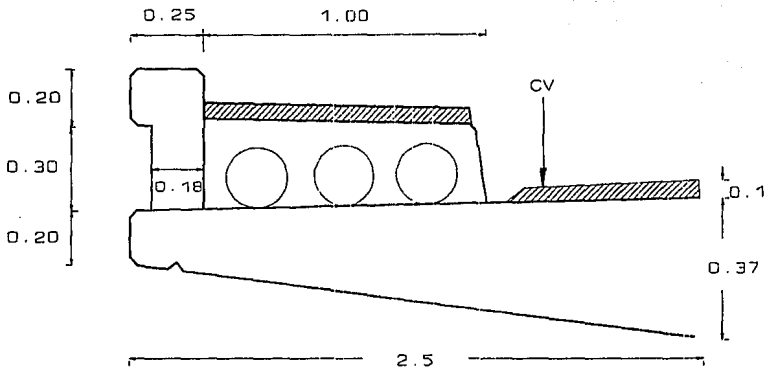
$$A_s/\text{cara} = 20.0 / 2 = 10.0 \text{ cm}^2/\text{m}$$

usando Vs#5 $S = 1.98 * 100 / 10.0 = 19.8 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$

Vs #4 @ 20cm. ancladas a las nervaduras

IV.2 Diseño de la losa superior

Refuerzo transversal de los volados



Parapeto

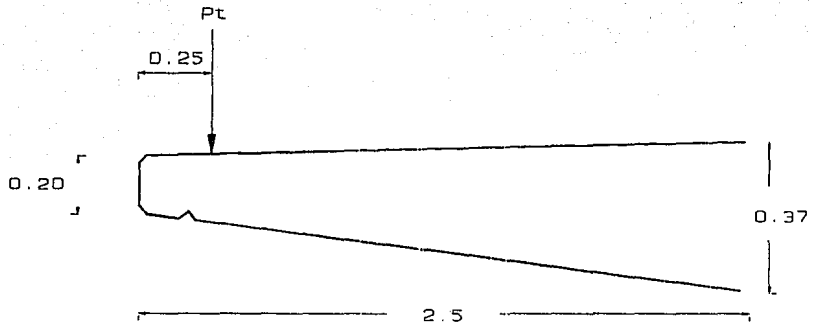
$$\text{Guarnición} = (0.20 * 0.25 + 0.18 * 0.3) = 0.104 \text{ m}^2$$

$$\text{Banqueta} = 1.00 * 0.3 = 0.3 \text{ m}^2$$

Considerando la banqueta sin tubos sólo para el armado del volado

$$\text{Pt} = (0.104 + 0.3) * 2.4 = 0.9696 \text{ ton / m}$$

$$z = \frac{0.05 \cdot 0.125 + 0.054 \cdot 0.15 + 0.3 \cdot 0.75}{0.9696} = 0.25 \text{ m}$$



acotaciones en m

Asfalto

$$P = 0.10 \cdot 1.25 \cdot 2.2 = 0.275 \text{ ton / m}$$

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

PoPo

$$P = \left(\frac{0.20 + 0.37}{2} \right) 2.5 \cdot 2.4 = 1.71 \text{ ton/m}$$

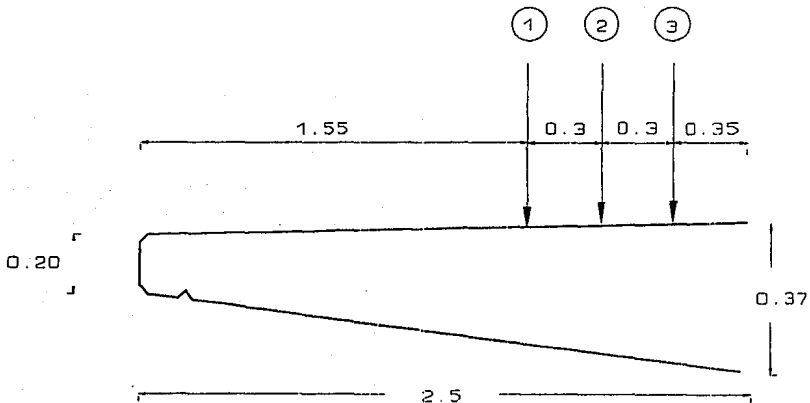
$$z = \frac{0.2 \cdot 2.5 \cdot 1.25 + 0.12 \cdot 2.5 + 0.5 \cdot 2.5 / 3}{0.2 \cdot 2.5 + 0.12 \cdot 2.5 + 0.5} = 1.126 \text{ m}$$

Momento por carga muerta en el volado

	Carga (ton)	Brazo (m)	Momento (ton m)
Parapeto y banqueta	0.9696	2.25	2.1816
Asfalto	0.2750	0.625	0.1719
PoPo	<u>1.7100</u>	1.126	<u>1.9250</u>
sumas:	2.9546		4.2785

Momento por carga viva en el volado

Según estudio titulado "Simplificación de la construcción de puentes para lograr soluciones más estéticas..."



a) Ancho de distribución : $E = 0.8x + 1.143$

		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

b) Factor de reducción :

I. Para zona intermedia (gráfica XVII)

$$\alpha = 37 / 20 = 1.85$$

Eventualidad	1.5	$x/l_x = 0.95 / 2.5 = 0.38$	F = 0.94
Eventualidad	1.25	$x/l_x = 0.65 / 2.5 = 0.26$	F = 0.97
Eventualidad	1.0	$x/l_x = 0.35 / 2.5 = 0.14$	F = 0.99

c) Momento CV + I

Zona intermedia $M = (1.3 * P_x) F/E$ (Según AASHTO)

$P = 7.260$ ton (por llanta de HS20)

$$M = \frac{1.3 * 7.26 * 0.95}{1.903} * 0.94 = 4.429 \text{ ton}$$

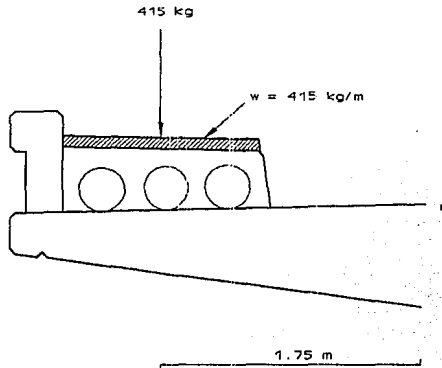
$$M = \frac{1.3 * 7.26 * 0.65}{1.663} * 0.97 = 3.578 \text{ ton}$$

$$M = \frac{1.3 * 7.26 * 0.35}{1.423} * 0.99 = 2.298 \text{ ton}$$

d) Momento peatonal

Se tienen banquetas de 1.0 m de ancho

por lo tanto $w = 1.0 \text{ m} * 415 \text{ kg/m}^2 = 415 \text{ kg/m}$



$$M = .415 * 1.75 = 0.7263 \text{ t-m}$$

e) Momentos totales

Zona intermedia

$$M_t = M_{CM} + M_{CV} + M_{PEATONAL}$$

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

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

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

considerando los factores de eventualidad

$$M1 = 9.4338 / 1.5 = 6.2892$$

$$M2 = 8.5828 / 1.25 = 6.8662$$

$$M3 = 7.3028 / 1.00 = 7.3028 \quad (\text{Rige por ser el mayor})$$

Esfuerzos admisibles en el acero

$$fs = 1343 (1 + M_{CM}/M_{CV}) = 1343 (1 + 4.2785/(2.298 + 7.263)) = 3243 \text{ kg/cm}^2$$

$$fs = 3243 \text{ kg/cm}^2 > fs_{perm} = 1680 \text{ kg/cm}^2$$

$$k = \frac{1}{1 + \frac{1680}{12 \cdot 100}} = 0.417 \quad ; \quad j = 1 - \frac{0.417}{3} = 0.861$$

$$K = 0.5 \cdot 100 \cdot 0.417 \cdot 0.861 = 17.95 \text{ kg/cm}^2 \quad ; \quad d = \sqrt{\frac{7.3028 E5}{17953 \cdot 100}} = 20.17 \text{ cm} \quad 37-5 = 32 \text{ cm}$$

$$As_{(-)} = \frac{657650}{1680 \cdot 0.861 \cdot 32} = 14.21 \text{ cm}^2/\text{m}$$

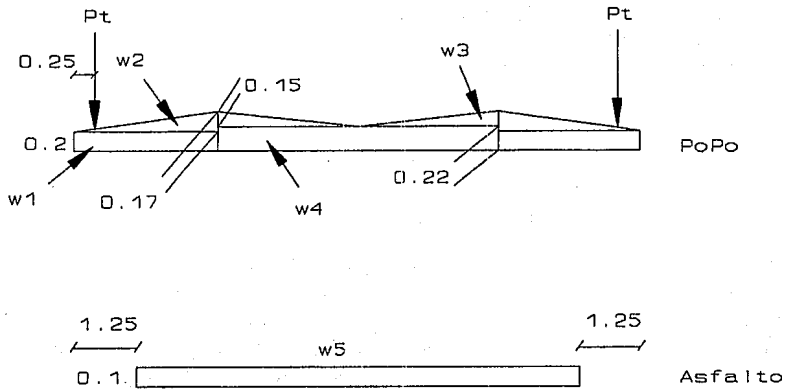
$$\text{con Vs \#4 y \#5} \quad As = 1.27 + 1.98 = 3.25 \text{ cm}^2$$

$$S = 3.25 \cdot 100 / 14.21 = 23 \text{ cm}$$

Vs #4 y #5 @ 20 cm

Losa entre nervaduras

Análisis por carga muerta



$$w1 = 0.20 * 1.0 * 2.4 = 0.480 \text{ ton/m}$$

$$w2 = 0.17 * 1.0 * 2.4 = 0.408 \text{ ton/m}$$

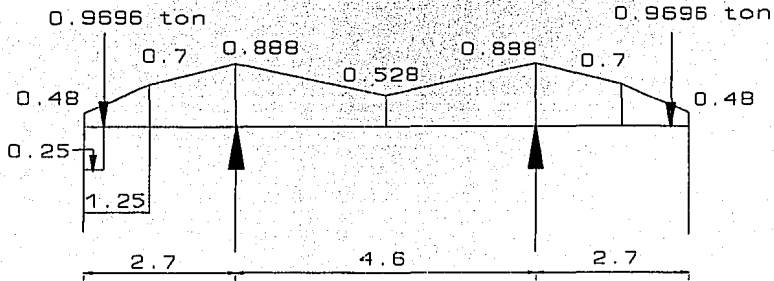
$$w3 = 0.15 * 1.0 * 2.4 = 0.360 \text{ ton/m}$$

$$w4 = 0.22 * 1.0 * 2.4 = 0.528 \text{ ton/m}$$

$$w5 = 0.10 * 1.0 * 2.2 = 0.220 \text{ ton/m}$$

resolviendo como viga con apoyos simples (nervaduras) tenemos los siguientes resultados:

cargas repartidas en ton/m



distancias en m

Momento en el volado $M_{(-)} = -4.68 \text{ ton-m}$

Momento al centro del claro $M_{(-)} = -2.97 \text{ ton-m}$

Cálculo del momento por carga viva al centro del claro

Para este cálculo no se considera la carga viva peatonal. De acuerdo con las especificaciones AASHTO (3.24.3) el momento al centro del claro es igual a:

$$M = \left(\frac{s+2}{32} \right) P_{HS20}$$

siendo:

$s =$ claro entre nervaduras $= 4.6 \text{ m} = 15.09 \text{ ft}$

$P_{HS20} =$ peso de una llanta de camión HS20 $= 7260 \text{ kg} = 16000 \text{ lb}$

$$M = \left(\frac{15.09+2}{32} \right) 16000 = 8545 \text{ lbft/ft} = 3.88 \text{ ton-m/m}$$

momento con impacto

$$M_{(+)} = 1.3 * 3.88 = 5.05 \text{ ton-m/m}$$

Diseño de la losa

por carga muerta al centro del claro $M = -2.97 \text{ ton-m}$

Momento total $C_v + C_m$ $M = 5.05 - 2.97 = 2.08 \text{ ton-m}$

$$f_s = 1343 \left(1 + \frac{(-2.97)}{5.05} \right) = 553 \text{ kg/cm}^2 < 1680 \text{ kg/cm}^2$$

$$k = \frac{1}{1 + \frac{553}{12 * 100}} = 0.68 ; j = 1 - \frac{0.68}{3} = 0.77$$

$$K = 0.5 * 100 * 0.68 * 0.77 = 26.18 \text{ kg/cm}^2 ; d = \sqrt{\frac{2.08E5}{26.18 * 100}} = 8.91 \text{ cm} < 22 - 3 = 19 \text{ cm}$$

$$As_{(-)} = \frac{2.97E5}{1680 * 0.77 * 19} = 12.08 \text{ cm}^2 / \text{cm}$$

$$As_{(+)} = \frac{2.08E5}{553 * 0.77 * 19} = 25.71 \text{ cm}^2 / \text{cm}$$

se usa fs = 553 porque se considera en servicio.

Distribución del acero

con Vs #6 = 2.85 cm²

$$S_{(-)} = 2.85 * 100 / 12.08 = 23.59 = 25 \text{ cm}$$

As₍₋₎ = Vs #6 @ 25 cm para puente descargado

con Vs #5 y #6 As = 4.83 cm²

$$S_{(+)} = 4.83 * 100 / 25.71 = 18 = 20 \text{ cm}$$

As₍₊₎ = Vs #5 y #6 @ 20 cm para puente cargado

Refuerzo de distribución

Debe ser transversal al principal

$$R_D = \frac{220}{\sqrt{S}} = \frac{220}{\sqrt{15.09}} = 56.63 \%$$

$$S = 4.6 \text{ m} = 15.09 \text{ ft}$$

$$As_D = 25.71 * 0.556 = 14.55 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

con Vs #5 y #6

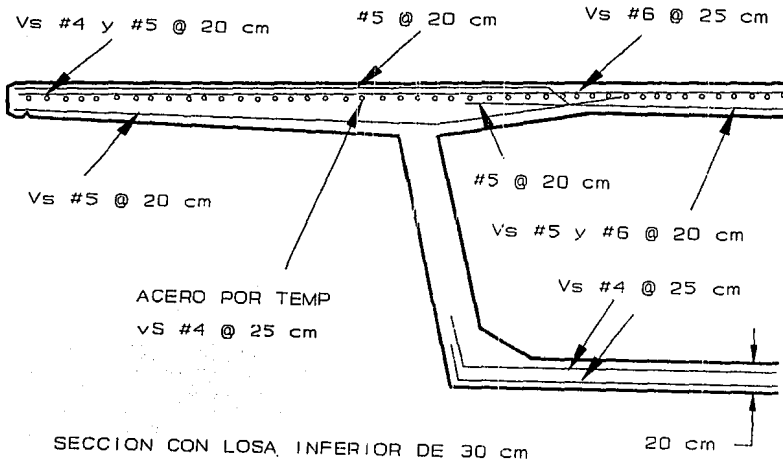
$$S = 4.83 * 100 / 14.55 = 33 \text{ cm}$$

se pondrán alternadas

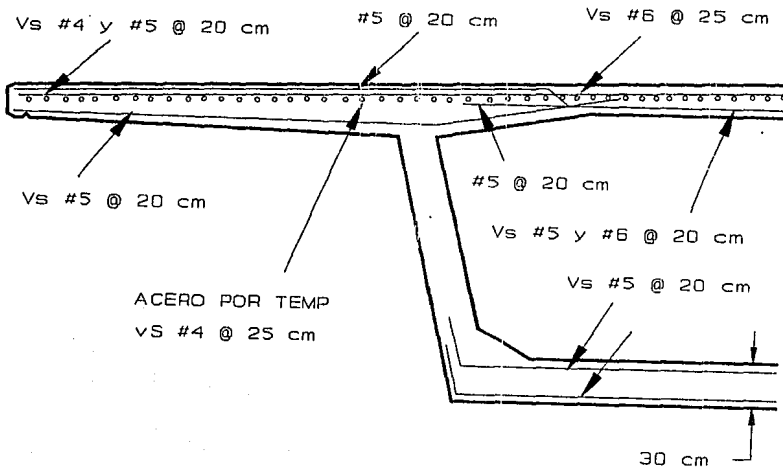
Vs #6 @ 15 cm

Vs #5 @ 15 cm

SECCION CON LOSA INFERIOR DE 20 cm



SECCION CON LOSA INFERIOR DE 30 cm



CAPITULO V
REVISION POR ESFUERZOS PERMISIBLES

V.1 Revisión de flexión por esfuerzos permisibles

Se revisarán las secciones propuestas por flexión con el método de teoría elástica (referencia: Estructuras de Concreto Reforzado de Park y Paulay). Esto es, un análisis de una sección "T" considerando el enfoque del par interno.

En esta teoría se tienen tres principales suposiciones:

1. Las secciones planas, antes de la flexión, permanecen planas después de la flexión.
2. Se puede ignorar la resistencia de tensión del concreto, si el agrietamiento comienza en la fibra a tensión externa.
3. Las relaciones esfuerzo-deformación para el concreto y el acero son linealmente elásticas.

Siguiendo esta teoría revisamos todas las secciones del puente. Primero escogemos las secciones donde se presentan los valores mayores de momentos flexionantes en el puente. Estas secciones son:

1. Sección al centro del primer claro.
2. Sección en el apoyo interior (momento negativo).
3. Sección al centro del claro central (momento máximo).

Sección al centro del primer claro

Datos

$$M_{\text{actuante}} = 820.70 \text{ E5 kg cm}$$

$$f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = 12$$

$$b = 1000 \text{ cm}$$

Esfuerzos permisibles

$$f_c = 0.4 f'c = 0.4 * 250 = 100 \text{ kg/cm}^2$$

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

Suponemos $j = 0.9$ y $d = 187 \text{ cm}$ por lo que tenemos

$$jd = 0.9 * 187 = 168.3 \text{ cm}$$

de $M = A_s f_s jd$; tenemos

$$A_s = \frac{820.7E5}{1680 * 168.3} = 290.26 \text{ cm}^2$$

con 58 Vs # 8 $A_s = 294.06 \text{ cm}^2$

Para que trabaje como viga "T" el eje neutro debe estar en el alma de la sección ($kd > hf$).

$$\rho n = \frac{294.06}{1000 * 187} * 12 = 0.0189$$

$$\text{y } hf/d = 21 / 187 = 0.112$$

$$k = \frac{\rho n + 0.5 * \left(\frac{hf}{d}\right)^2}{\rho n + \frac{hf}{d}} = \frac{0.0189 + 0.5 * 0.112^2}{0.0189 + 0.112} = 0.19$$

$kd = 0.19 * 187 = 35.89 \text{ cm} > hf = 21 \text{ cm}$ entonces trabaja como "T"

Revisión de jd

$$jd = d - \frac{\frac{hf}{3}(3kd - 2hf)}{2kd - hf} = 187 - \frac{\frac{21}{3}(3*35.89 - 2*21)}{2*35.89 - 21} = 178 \text{ cm}$$

$$As = \frac{820.7E5}{1680*178} = 274.53 \text{ cm}^2$$

con 56 Vs # 8 $As = 283.92 \text{ cm}^2$

por lo tanto tenemos:

$pn = 0.018$; $k = 0.19$; $kd = 35.14$; $jd = 178$

Revisión de los esfuerzos actuantes

$$fs = \frac{M}{As \cdot jd} = \frac{820.7E5}{283.92*178} = 1624 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$fs_{\text{actuante}} = 1624 \text{ kg} / \text{cm}^2 < fs_{\text{perm}} = 1680 \text{ kg/cm}^2$

$$1nfc = \frac{fs \cdot k}{n(1-k)} = \frac{1624*0.19}{12(1-0.19)} = 31.31 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$fc_{\text{actuante}} = 31.31 \text{ kg/cm}^2 < fc_{\text{perm}} = 100 \text{ kg/cm}^2$

Despreciando la compresión en el alma calculamos su Momento resistente

$$M_R = b \cdot hf \cdot fc \left(1 - \frac{hf}{2kd}\right) = 1000*21*100 * \left(1 - \frac{21}{2*35.89}\right) = 820.7E5 \text{ kgcm}$$

$M_R = 820.7 \text{ E5 kg cm} = M_{\text{actuante}} = 820.7 \text{ E5 kg cm}$

Sección en el apoyo

Datos

$$M_{\text{actuante}} = -1449.17 \text{ E5 kg cm}$$

$$f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = 12$$

$$b = 420 \text{ cm}$$

Esfuerzos permisibles

$$f_c = 0.4 f'c = 0.4 * 250 = 100 \text{ kg/cm}^2$$

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

Suponemos $j = 0.9$ y $d = 170 \text{ cm}$ por lo que tenemos

$$jd = 0.9 * 170 = 153 \text{ cm}$$

de $M = As f_s jd$; tenemos

$$As = \frac{1449.17E5}{1680 * 153} = 563.79 \text{ cm}^2$$

$$\text{con } 112 \text{ Vs \# } 8 \text{ As} = 567.84 \text{ cm}^2$$

Para que trabaje como viga "T" el eje neutro debe estar en el alma de la sección ($kd > hf$).

$$\rho n = \frac{567.84}{420 * 170} * 12 = 0.0954$$

$$\text{y } hf/d = 30 / 170 = 0.176$$

$$k = \frac{\rho n + 0.5 * \left(\frac{hf}{d}\right)^2}{\rho n + \frac{hf}{d}} = \frac{0.0954 + 0.5 * 0.176^2}{0.0954 + 0.176} = 0.41$$

$k_d = 0.41 * 170 = 69.4 \text{ cm} > h_f = 30 \text{ cm}$ entonces trabaja como "T"

Revisión de $j d$

$$j d = d - \frac{\frac{h_f}{3} (3k_d - 2h_f)}{2k_d - h_f} = 170 - \frac{\frac{30}{3} (3 * 69.4 - 2 * 30)}{2 * 69.4 - 30} = 156.38 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{1449.17 E5}{1680 * 156.38} = 557.7 \text{ cm}^2$$

con 110 Vs # 8 $A_s = 557.7 \text{ cm}^2$

por lo tanto tenemos:

$p_n = 0.094$; $k = 0.40$; $k_d = 68.77$; $j d = 156.4$

Revisión de los esfuerzos actuantes

$$f_s = \frac{M}{A_s j d} = \frac{1449.17 E5}{557.7 * 156.4} = 1661 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$f_{s \text{ actuante}} = 1661 \text{ kg} / \text{cm}^2 < f_{s \text{ perm}} = 1680 \text{ kg/cm}^2$

$$f_c = \frac{f_s k}{n(1-k)} = \frac{1661 * 0.40}{12(1-0.40)} = 94.10 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$f_{c \text{ actuante}} = 94.10 \text{ kg/cm}^2 < f_{c \text{ perm}} = 100 \text{ kg/cm}^2$

Despreciando la compresión en el alma calculamos su Momento resistente

$$M_R = b h_f f_c \left(1 - \frac{h_f}{2k_d}\right) = 420 * 30 * 94.10 * \left(1 - \frac{30}{2 * 68.77}\right) = 1449.17 E5 \text{ kgcm}$$

$$M_R = 820.7 E^5 \text{ kg m} = M_{\text{actuante}} = 820.7 E5 \text{ kg m}$$

Sección al centro del segundo claro

Datos

$$M_{\text{actuante}} = 998.77 \text{ E}^5 \text{ kg m}$$

$$f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = 12$$

$$b = 1000 \text{ cm}$$

Esfuerzos permisibles

$$fc = 0.4 f'c = 0.4 * 250 = 100 \text{ kg/cm}^2$$

$$fs = 0.4 fy = 0.4 * 4200 = 1680 \text{ kg/cm}^2$$

Suponemos $j = 0.9$ y $d = 187 \text{ cm}$ por lo que tenemos

$$jd = 0.9 * 187 = 168.3 \text{ cm}$$

de $M = A_s fs jd$; tenemos

$$A_s = \frac{998.77E5}{1680 * 168.3} = 353.24 \text{ cm}^2$$

con 70 Vs # 8 $A_s = 354.90 \text{ cm}^2$

Para que trabaje como viga "T" el eje neutro debe estar en el alma de la sección ($kd > hf$).

$$\rho n = \frac{354.90}{1000 * 187} * 12 = 0.0228$$

$$\text{y } hf/d = 21 / 187 = 0.112$$

$$k = \frac{\rho n + 0.5 * \left(\frac{hf}{d}\right)^2}{\rho n + \frac{hf}{d}} = \frac{0.0228 + 0.5 * 0.112^2}{0.0228 + 0.112} = 0.22$$

$kd = 0.22 * 187 = 40.26 \text{ cm} > hf = 21 \text{ cm}$ entonces trabaja como "T"

Revisión de jd

$$jd = d - \frac{\frac{hf}{3}(3kd - 2hf)}{2kd - hf} = 187 - \frac{\frac{21}{3}(3*40.26 - 2*21)}{2*40.26 - 21} = 177.7 \text{ cm}$$

$$As = \frac{998.77E5}{1680*178} = 334.49 \text{ cm}^2$$

con 66 Vs # 8 As = 334.62 cm²

por lo tanto tenemos:

pn = 0.021 ; k = 0.21 ; kd = 38.83 ; jd = 178

Revisión de los esfuerzos actuantes

$$fs = \frac{M}{As \cdot jd} = \frac{998.77E5}{334.62*178} = 1679 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$fs_{\text{actuante}} = 1678 \text{ kg} / \text{cm}^2 < fs_{\text{perm}} = 1680 \text{ kg/cm}^2$

$$1nfc = \frac{fs \cdot k}{n(1-k)} = \frac{1679*0.21}{12(1-0.21)} = 36.66 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$fc_{\text{actuante}} = 31.31 \text{ kg/cm}^2 < fc_{\text{perm}} = 100 \text{ kg/cm}^2$

Despreciando la compresión en el alma calculamos su Momento resistente

$$M_R = b \cdot hf \cdot fc \left(1 - \frac{hf}{2kd}\right) = 1000*21*100 * \left(1 - \frac{21}{2*38.83}\right) = 998.77E5 \text{ kgcm}$$

$M_R = 820.7 \text{ E}^5 \text{ kg m} = M_{\text{actuante}} = 820.7 \text{ E}^5 \text{ kg m}$

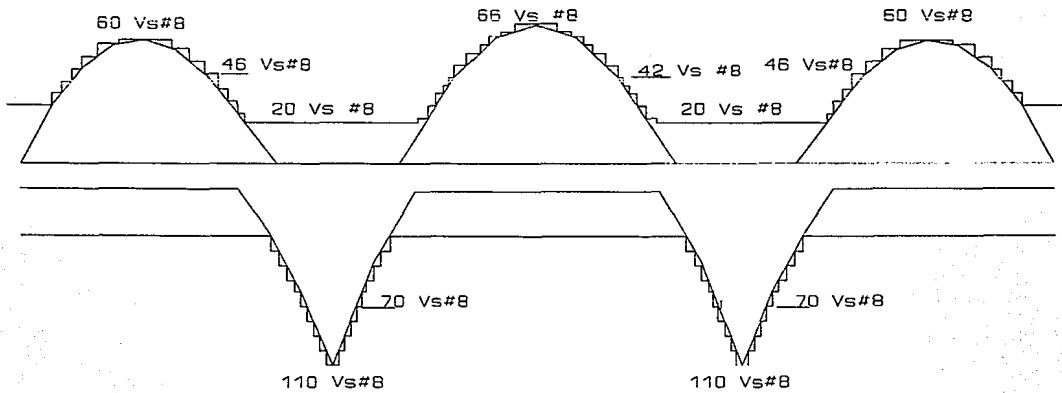
De la misma forma se revisan las secciones restantes obteniendo los siguientes resultados:

REVISION POR ESFUERZOS ADMISIBLES

MOMENTO POSITIVO									MOMENTO NEGATIVO						
tf = 21 cm			d = 187 cm			b = 1000 cm			d = 170 cm			b = 420 cm			
SEC	DIST	Mactuante	As	Vs # 8	fs	fc	Mr	bw	tf	Mactuante	A's	Vs # 8	fs	fc	Mr
	m	t-m	cm2		kg/cm2	kg/cm2	t-m	cm	cm	t-m	cm2		kg/cm2	kg/cm2	t-m
1	0.0	-	101.40	20	0.00	0.00	-	70	20	-	167	33	0.0	0.00	-
2	2.3	411.27	141.96	28	1616.00	19.59	411.27	60	20	-	167	33	0.0	0.00	-
3	4.6	692.66	233.22	46	1666.00	27.86	692.66	50	20	-	167	33	0.0	0.00	-
4	6.9	853.33	294.06	58	1630.76	32.28	853.33	40	20	-	167	33	0.0	0.00	-
5	9.2	889.45	304.20	60	1643.51	33.37	889.45	40	20	-	167	33	0.0	0.00	-
6	11.5	820.70	283.92	56	1624.01	31.31	820.70	40	20	-	167	33	0.0	0.00	-
7	13.8	640.71	223.08	44	1610.45	26.11	640.71	40	20	-	167	33	0.0	0.00	-
8	16.1	355.51	121.68	24	1625.84	18.04	355.51	40	20	191.05	167	33	708.9	18.69	191.05
9	18.4	-	101.40	20	-	-	-	54	24	513.87	193	38	1669.3	45.33	513.87
10	20.7	-	101.40	20	-	-	-	67	27	919.47	355	70	1640.6	67.57	919.47
11	23.0	-	101.40	20	-	-	-	80	30	1449.17	558	110	1661.5	94.06	1449.17
12	26.0	-	101.40	20	-	-	-	67	27	704.77	274	54	1626.9	54.36	704.77
13	29.0	181.92	111.54	22	906.23	9.59	181.92	54	24	211.33	167	33	789.6	19.26	211.33
14	32.0	631.82	212.94	42	1663.01	26.11	631.82	40	20	-	167	33	0.0	0.00	-
15	35.0	907.67	304.20	60	1677.17	34.05	907.67	40	20	-	167	33	0.0	0.00	-
16	38.0	998.77	334.62	66	1678.76	36.66	998.77	40	20	-	167	33	0.0	0.00	-
17	41.0	907.67	304.20	60	1677.17	34.05	907.67	40	20	-	167	33	0.0	0.00	-
18	44.0	631.82	212.94	42	1663.01	26.11	631.82	40	20	-	167	33	0.0	0.00	-
19	47.0	181.92	111.54	22	906.23	9.59	181.92	54	24	211.33	167	33	789.6	19.26	211.33
20	50.0	-	101.40	20	-	-	-	67	27	704.77	274	54	1626.9	54.36	704.77
21	53.0	-	101.40	20	-	-	-	80	30	1449.17	558	110	1661.5	94.06	1449.17
22	55.3	-	101.40	20	-	-	-	67	27	919.47	355	70	1640.6	67.57	919.47
23	57.6	-	101.40	20	-	-	-	54	24	513.87	193	38	1669.3	45.33	513.87
24	59.9	355.51	121.68	24	1625.84	18.04	355.51	40	20	191.05	167	33	708.9	18.69	191.05
25	62.2	640.71	223.08	44	1610.45	26.11	640.71	40	20	-	167	33	0.0	0.00	-
26	64.5	820.70	283.92	56	1624.01	31.31	820.70	40	20	-	167	33	0.0	0.00	-
27	66.8	889.45	304.20	60	1643.51	33.37	889.45	40	20	-	167	33	0.0	0.00	-
28	69.1	853.33	294.06	58	1630.76	32.28	853.33	40	20	-	167	33	0.0	0.00	-
29	71.4	692.66	233.22	46	1666.00	27.86	692.66	50	20	-	167	33	0.0	0.00	-
30	73.7	411.27	141.96	28	1616.00	19.59	411.27	60	20	-	167	33	0.0	0.00	-
31	76.0	-	116.61	23	0.00	0.00	-	70	20	-	167	33	0.0	0.00	-

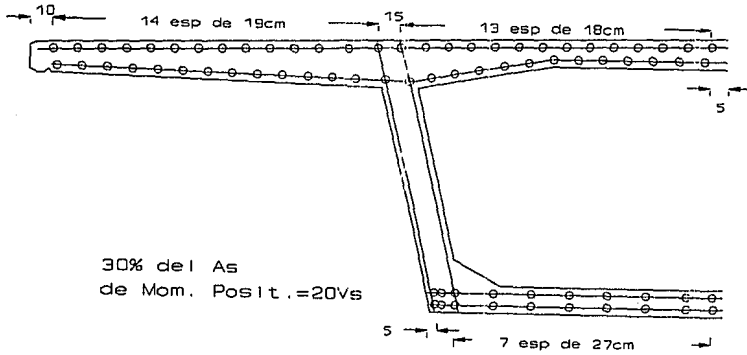
ESFUERZOS ADMISIBLES

DIAGRAMA MOMENTOS ACTUANTES - MOMENTOS RESISTENTES

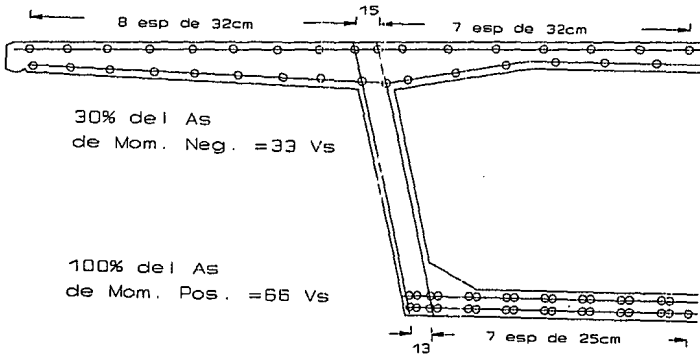


ESFUERZOS PERMISIBLES

100% del As del Momento Negativo = 110Vs # 8



Vs del #8



V.2 Revisión del cortante por esfuerzos permisibles

Se revisarán tres secciones, al igual que se hizo en la revisión por momento flexionante, para después calcular las secciones restantes y llenar una tabla de resultados.

Para esta revisión, se desprecia la resistencia a cortante del concreto, según la SCT. Por lo tanto, suponemos que toda la fuerza cortante actuante, la tomará el acero.

Los estribos que se proponen son del número 6.

$$E\#6 A_s = 2.85 \text{ cm}^2.$$

Cuando el esfuerzo cortante actuante, se encuentre entre los valores de $1.5 \sqrt{f'c}$ y $2.0 \sqrt{f'c}$, la separación de los estribos será la mitad de la que se calculó. Esto es si:

$$1.5 \sqrt{f'c} < V < 2.0 \sqrt{f'c}$$

entonces

$$S = S_{\text{calculada}} / 2$$

También se propone que cuando esto suceda se pondrán estribos de 8 ramas para así aumentar la separación entre éstos.

Revisión de la sección en el apoyo interior

Datos

$$V_{CV} = 99.04 \text{ ton}$$

$$V_{CM} = 212.34 \text{ ton}$$

$$b_w = 80 \text{ cm}$$

$$d = 170 \text{ cm}$$

$$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$E \# 6 \text{ As} = 2.85 \text{ cm}^2$$

$$V_{act} = 99.04 + 212.34 = 311.38 \text{ ton}$$

$$V = \frac{V_{act}}{b_w d} = \frac{311.38 \text{E}3}{80 * 170} = 22.9 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$1.5\sqrt{250} = 23.72 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} ; \quad 2.0\sqrt{250} = 31.62 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$V < 23.72$$

$$S = \frac{A_v f_s}{V b_w} = \frac{2.85 * 4 * 1680}{22.9 * 80} = 10.45 \approx 10 \text{ cm}$$

$$V_{resist} = \frac{A_s f_s d}{S_{r1}} = \frac{2.85 * 4 * 1680 * 170}{10 * 1 \text{E}3} = 325.58 \text{ ton} > 311.38 \text{ ton}$$

por lo tanto la sección es correcta

Revisión de la sección en el apoyo exterior

Datos

$$V_{CV} = 79.76 \text{ ton}$$

$$V_{CM} = 115.60 \text{ ton}$$

$$b_w = 70 \text{ cm}$$

$$d = 187 \text{ cm}$$

$$f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$E \# 6 \quad A_s = 2.85 \text{ cm}^2$$

$$V_{act} = 79.76 + 115.60 = 195.36 \text{ ton}$$

$$V = \frac{V_{act}}{b_w d} = \frac{195.36E3}{70 \cdot 187} = 14.92 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$V < 23.72$$

$$s = \frac{A_v f_s}{V b_w} = \frac{2.85 \cdot 4 \cdot 1680}{14.92 \cdot 70} = 18.33 \approx 15 \text{ cm}$$

$$V_{resist} = \frac{A_s f_s d}{S_{r1}} = \frac{2.85 \cdot 4 \cdot 1680 \cdot 187}{15 \cdot 1E3} = 238.76 \text{ ton} > 195.36 \text{ ton}$$

por lo tanto la sección es correcta

Revisión de la sección # 8 a 16.1 m del apoyo exterior

Datos

$$V_{CV} = 71.06 \text{ ton}$$

$$V_{CM} = 107.01 \text{ ton}$$

$$b_w = 40 \text{ cm}$$

$$d = 187 \text{ cm}$$

$$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$E \# 6 \quad A_s = 2.85 \text{ cm}^2$$

$$V_{act} = 71.06 + 107.01 = 178.07 \text{ ton}$$

$$V = \frac{V_{act}}{b_w d} = \frac{178.07 \text{E}3}{40 * 187} = 23.81 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

23.72 < V < 31.62 por lo tanto se usarán estribos de 8 ramas

$$S = \frac{A_v f_s}{V b_w} = \frac{2.85 * 4 * 1680}{23.81 * 40} = \frac{0.22}{2} = 20.11 \approx 20 \text{ cm}$$

$$V_{resist} = \frac{A_s f_s d}{S_{rl}} = \frac{2.85 * 8 * 1680 * 187}{20 * 1 \text{E}3} = 358.14 \text{ ton} > 178.07 \text{ ton}$$

por lo tanto la sección es correcta

CORTANTE POR ESFUERZOS ADMISIBLES

SECCION	DISTANCIA	Vcm	Vcv	Vact	bw	d	V	# RAMAS	SEP TEORICA	SEP REAL	Vresist
		ton	ton	ton	cm	cm	kg/cm2		cm	cm	ton
1	0.0	115.60	79.763	195.36	70	187	14.92	4	18.33	15	238.76
2	2.3	82.51	64.964	147.47	60	187	13.14	4	24.29	20	179.07
3	4.6	49.85	50.295	100.15	50	187	10.71	4	35.76	35	102.33
4	6.9	18.38	37.228	55.61	40	187	7.43	4	64.40	60	59.69
5	9.2	12.96	25.023	37.98	40	187	5.08	4	94.29	60	59.69
6	11.5	44.31	40.338	84.65	40	187	11.32	4	42.31	40	89.54
7	13.8	75.67	55.219	130.89	40	187	17.50	4	27.36	25	143.26
8	16.1	107.01	71.065	178.08	40	187	23.81	8	20.11	20	358.14
9	18.4	138.61	84.112	222.72	53.5	170	24.49	8	14.62	10	651.17
10	20.7	171.90	98.809	270.71	67	170	23.77	8	12.03	10	651.17
11	23.0	212.34	99.040	311.38	80	170	22.90	4	10.46	10	325.58
12	26.0	166.41	83.829	250.24	67	170	21.97	4	13.01	10	325.58
13	29.0	123.00	67.334	190.33	53.5	170	20.93	4	17.11	15	217.06
14	32.0	81.78	51.759	133.54	40	187	17.85	4	26.82	25	143.26
15	35.0	40.89	46.929	87.82	40	187	11.74	4	40.78	40	89.54
16	38.0	0.00	44.664	44.66	40	187	5.97	4	80.19	60	59.69
17	41.0	40.89	46.918	87.81	40	187	11.74	4	40.79	40	89.54
18	44.0	81.78	51.773	133.55	40	187	17.85	4	26.82	25	143.26
19	47.0	123.00	67.358	190.36	53.5	170	20.93	4	17.10	15	217.06
20	50.0	166.41	83.807	250.22	67	170	21.97	4	13.01	10	325.58
21	53.0	212.34	99.074	311.41	80	170	22.90	4	10.46	10	325.58
22	55.3	171.90	98.834	270.73	67	170	23.77	8	12.03	10	651.17
23	57.6	138.61	84.141	222.75	53.5	170	24.49	8	14.62	10	651.17
24	59.9	107.01	71.062	178.07	40	187	23.81	8	20.11	20	358.14
25	62.2	75.67	55.202	130.87	40	187	17.50	4	27.37	25	143.26
26	64.5	44.31	40.352	84.66	40	187	11.32	4	42.30	40	89.54
27	66.8	12.96	25.017	37.98	40	187	5.08	4	94.31	60	59.69
28	69.1	18.38	37.228	55.61	40	187	7.43	4	64.40	60	59.69
29	71.4	49.85	50.295	100.15	50	187	10.71	4	35.76	35	102.33
30	73.7	82.51	64.964	147.47	60	187	13.14	4	24.29	20	179.07
31	76.0	115.60	79.763	195.36	70	187	14.92	4	18.33	15	238.76

CAPITULO VI
REVISION POR RESISTENCIA ULTIMA

VI.1 Revisión de flexión por resistencia última

Esta revisión, consiste en determinar el comportamiento de la estructura a través de factorizar las cargas o sollicitaciones a la que está sujeta ésta. Es decir, las cargas se multiplicarán por factores mayores a la unidad, para que se incrementen.

Al igual que la revisión por esfuerzos permisibles, se revisarán las secciones en las que se compone el puente.

Debido a que contamos con el análisis del puente, podemos saber cuáles son las secciones que están trabajando a mayores esfuerzos. Siendo así, determinamos las secciones de máximos valores de elementos mecánicos y las revisamos.

Este método de revisión, nos servirá para obtener otro tipo de diseño y poder comparar cuál de los dos, ya sea esfuerzos permisibles o resistencia última, nos conviene tomar.

Como se hizo en el estudio por esfuerzos permisibles, aquí también revisaremos tres secciones detalladamente, y las restantes sólo se pondrán sus resultados, con ayuda de un programa de computación.

Sección al centro del primer claro

Datos

$$M_{CM} = 398.85 \text{ t-m}$$

$$M_{CV} = 421.86 \text{ t-m}$$

$$b = 1000 \text{ cm}$$

$$b_w = 40 \text{ cm}$$

$$h_f = t_f = 21 \text{ cm}$$

$$f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$M = 1.3 \left(CM + \frac{5}{3} CV \right) = 1.3 \left(398.85 + \frac{5}{3} 421.86 \right) = 1432.54 E^5 \text{ kg-cm}$$

$$As_{aprox} = \frac{M}{fy j d \phi} = \frac{1432.54 E^5}{4200 * 187 * 0.9^2} = 225.18 \text{ cm}^2$$

As real = 233.2 cm² con 46 Vs#8

$$Asf = \frac{0.85 * f_c (b - b_w) t_f}{fy} = \frac{0.85 * 250 (1000 - 40) 21}{4200} = 1020 \text{ cm}^2$$

$$A_{sf} = 1020 > A_s = 233.22$$

por lo tanto la sección trabaja como rectangular

$$a = \frac{Asfy}{0.85 * f_c * b} = \frac{233.22 * 4200}{.85 * 250 * 1000} = 4.61 \text{ cm}$$

$$a = 4.61 < t_f = 21$$

por lo que se comprueba que trabaja como rectangular

Revisión por resistencia

$$M_n = \phi \left(A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \right) = 0.9 \left(233.22 * 4200 \left(187 - \frac{4.61}{2} \right) \right) = 1628.22 E5 \text{ kg-cm}$$

$$M_n = 1628.22 > M_u = 1432.54$$

por lo tanto la sección cumple por resistencia

Revisión en condiciones de servicio

$$M_{\max} = M_{CM} + M_{CV\oplus} = 398.85 + 421.86 = 820.71 E5 \text{ kg-cm}$$

$$M_{\min} = M_{CM} + M_{CV\ominus} = 398.85 - 173.60 = 225.25 E5 \text{ kg-cm}$$

revisando con $A_s = 233.22 \text{ cm}^2$

$$p_n = 0.0149$$

$$k = 0.167 \quad k d = 31.26 > t_f = 21 \text{ por lo tanto trabaja como "T"}$$

$$j d = 178.27$$

revisando los esfuerzos del acero

$$f_{s_{\max}} = \frac{M_{\max}}{A_s j d} = \frac{820.71 E5}{233.22 * 178.27} = 1973.99 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{s_{\min}} = \frac{M_{\min}}{A_s j d} = \frac{225.25 E5}{233.22 * 178.27} = 541.76 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_r = f_{s_{\max}} - f_{s_{\min}} = 1973.99 - 541.78 = 1432.21 \text{ kg/cm}^2$$

revisando por fatiga según AASHTO

$$fr_{perm} = 1476.51 - 0.33f_{min} + 562.48\left(\frac{r}{h}\right)$$

con $r/h = 0.3$

$$fr_{perm} = 1476.51 - 0.33(541.78) + 562.48(0.3) = 1466.47 \text{ kg/cm}^2$$

$$fr_{perm} = 1466.47 > fr = 1432.21$$

por lo tanto la sección cumple por esfuerzos en condiciones de servicio

Sección en el apoyo interior

Datos

$$M_{CM} = -1024.62 \text{ t-m}$$

$$M_{CV} = -424.55 \text{ t-m}$$

$$b = 420 \text{ cm}$$

$$b_w = 80 \text{ cm}$$

$$h_f = t_f = 30 \text{ cm}$$

$$f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$M = 1.3 \left(CM + \frac{5}{3} CV \right) = 1.3 \left(1024.62 + \frac{5}{3} 424.55 \right) = 2251.86 E5 \text{ kg-cm}$$

$$A_{s \text{ approx}} = \frac{M}{fy j d \phi} = \frac{2251.86 E5}{4200 * 170 * 0.9^2} = 389.36 \text{ cm}^2$$

As real = 395.46 cm² con 78 Vs#8

$$A_{sf} = \frac{0.85 * f'c (b - b_w) t_f}{fy} = \frac{0.85 * 250 (420 - 80) 30}{4200} = 516.07 \text{ cm}^2$$

$$A_{Bf} = 516.07 \text{ As} = 395.46$$

por lo tanto la sección trabaja como rectangular

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 * f'c * b} = \frac{395.46 * 4200}{0.85 * 250 * 420} = 18.61 \text{ cm}$$

$$a = 18.61 < t_f = 30$$

por lo que se comprueba que trabaja como rectangular

Revisión por resistencia

$$M_n = \phi \left(A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \right) = 0.9 \left(395.46 * 4200 \left(170 - \frac{18.61}{2} \right) \right) = 2402.13 E5 \text{ kg-cm}$$

$$M_n = 2402.13 > M_u = 2251.86$$

por lo tanto la sección cumple por resistencia

Revisión en condiciones de servicio

$$M_{\max} = M_{CM} + M_{CV\oplus} = -1024.62 - 424.55 = -1449.17 E5 \text{ kg-cm}$$

$$M_{\min} = M_{CM} + M_{CV\ominus} = -1024.62 + 75.98 = -948.64 E5 \text{ kg-cm}$$

revisando con $A_s = 395.46 \text{ cm}^2$

$$p_n = 0.066$$

$k = 0.338$ $k d = 57.41 > t_f = 30$ por lo tanto trabaja como "T"

$$j d = 156.77$$

revisando los esfuerzos del acero

$$f_{s_{\max}} = \frac{M_{\max}}{A_s j d} = \frac{1449.17 E5}{395.46 * 156.77} = 2337.53 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{s_{\min}} = \frac{M_{\min}}{A_s j d} = \frac{948.64 E5}{395.46 * 156.77} = 1530.17 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_x = f_{s_{\max}} - f_{s_{\min}} = 2337.53 - 1530.17 = 807.36 \text{ kg/cm}^2$$

revisando por fatiga según AASHTO

$$fr_{perm} = 1476.51 - 0.33f_{min} + 562.48\left(\frac{r}{h}\right)$$

con $r/h = 0.3$

$$fr_{perm} = 1476.51 - 0.33(1530.17) + 562.48(0.3) = 1140.30 \text{ kg/cm}^2$$

$$fr_{perm} = 1140.30 > fr = 807.36$$

por lo tanto la sección cumple por esfuerzos en condiciones de servicio

Sección al centro del segundo claro

Datos

$$M_{CM} = 530.13 \text{ t-m}$$

$$M_{CV} = 468.64 \text{ t-m}$$

$$b = 1000 \text{ cm}$$

$$b_w = 40 \text{ cm}$$

$$h_f = t_f = 21 \text{ cm}$$

$$f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$M = 1.3 \left(CM + \frac{5}{3} CV \right) = 1.3 \left(530.13 + \frac{5}{3} 468.64 \right) = 1704.56 E5 \text{ kg-cm}$$

$$A_{s_{aprox}} = \frac{M}{f_y j d \phi} = \frac{1704.56 E5}{4200 * 187 * 0.9^2} = 267.94 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ real} = 273.78 \text{ cm}^2 \text{ con } 54 \text{ Vs\#8}$$

$$A_{s_{sf}} = \frac{0.85 * f_c (b - b_w) t_f}{f_y} = \frac{0.85 * 250 (1000 - 40) 21}{4200} = 1020 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{sf}} = 1020 > A_s = 273.78$$

por lo tanto la sección trabaja como rectangular

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 * f_c * b} = \frac{273.78 * 4200}{0.85 * 250 * 1000} = 5.41 \text{ cm}$$

$$a = 5.41 < t_f = 21$$

por lo que se comprueba que trabaja como rectangular

Revisión por resistencia

$$M_n = \phi \left(A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \right) = 0.9 \left(2273.78 * 4200 \left(187 - \frac{5.41}{2} \right) \right) = 1907.25 E5 \text{ kg-cm}$$

$$M_n = 1907.25 > M_u = 1704.56$$

por lo tanto la sección cumple por resistencia

Revisión en condiciones de servicio

$$M_{\max} = M_{CM} + M_{CV\oplus} = 530.13 + 468.64 = 998.77 E5 \text{ kg-cm}$$

$$M_{\min} = M_{CM} + M_{CV\ominus} = 530.13 - 97.94 = 432.19 E5 \text{ kg-cm}$$

revisando con $A_s = 273.78 \text{ cm}^2$

$$p_n = 0.0176$$

$$k = 0.184 \quad k d = 34.38 > t_f = 21 \text{ por lo tanto trabaja como "T"}$$

$$j d = 178.04$$

revisando los esfuerzos del acero

$$f_{s_{\max}} = \frac{M_{\max}}{A_s j d} = \frac{998.77 E5}{273.78 * 178.04} = 2049.03 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{s_{\min}} = \frac{M_{\min}}{A_s j d} = \frac{432.19 E5}{273.78 * 178.04} = 886.66 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_r = f_{s_{\max}} - f_{s_{\min}} = 2049.13 - 886.66 = 1162.37 \text{ kg/cm}^2$$

revisando por fatiga según AASHTO

$$fr_{perm} = 1476.51 - 0.33f_{min} + 562.48\left(\frac{r}{h}\right)$$

con $r/h = 0.3$

$$fr_{perm} = 1476.51 - 0.33(886.66) + 562.48(0.3) = 1352.66 \text{ kg/cm}^2$$

$$fr_{perm} = 1352.66 > fr = 1162.37$$

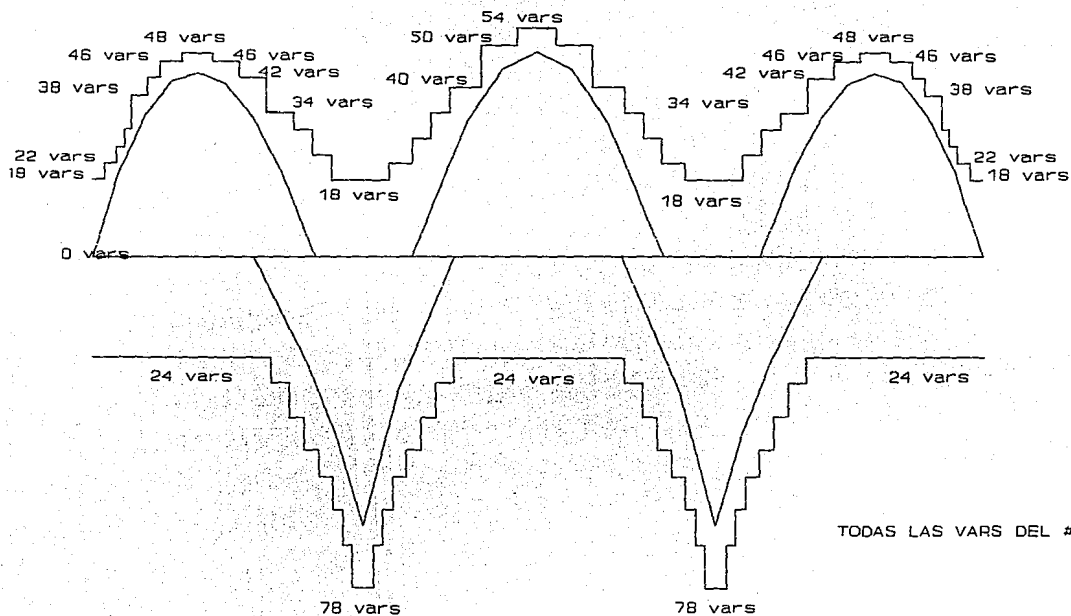
por lo tanto la sección cumple por esfuerzos en condiciones de servicio

REVISION POR RESISTENCIA ULTIMA

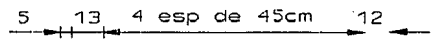
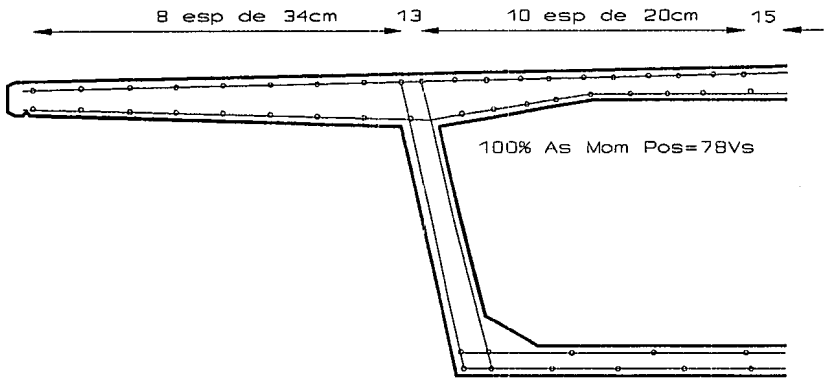
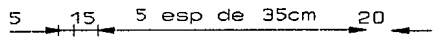
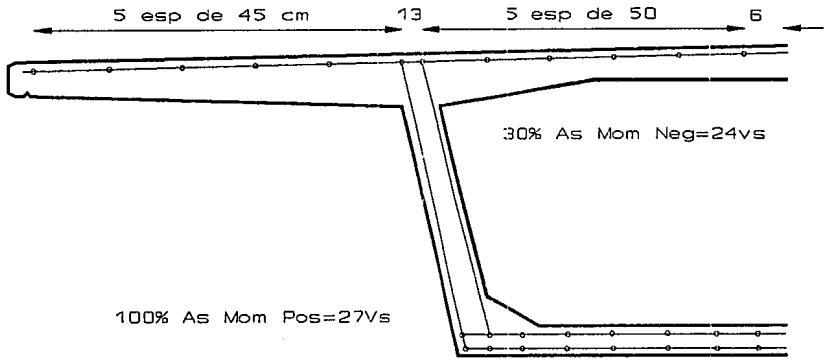
MOMENTO POSITIVO												
DIST	SEC	bw	Mu	As	Asf	Vs #8	a	Mn	fs max	fs min	fr	fr perm
m		cm	t-m	cm2	cm2		cm	t-m	kg/cm2	kg/cm2	kg/cm2	kg/cm2
0.0	1	70	0.00	91.26		18					0	
2.3	2	60	693.85	111.54	998.8	22	2.2	783.78	2049.23	956.59	1092.64	1329.58
4.6	3	50	1171.40	192.66	1009.4	38	3.8	1347.97	2013.02	901.74	1111.28	1347.68
6.9	4	40	1451.52	233.22	1020.0	46	4.6	1628.22	2052.44	845.12	1207.32	1366.36
9.2	5	40	1524.38	243.36	1020.0	48	4.8	1698.09	2050.93	760.70	1290.23	1394.22
11.5	6	40	1432.54	233.22	1020.0	46	4.6	1628.22	1973.99	541.76	1432.22	1466.47
13.8	7	40	1162.13	212.94	1020.0	42	4.2	1488.25	1686.43	129.84	1556.59	1602.41
16.1	8	40	726.53	172.38	1020.0	34	3.4	1207.39	1153.31	-619.80	1773.10	1849.78
18.4	9	53.5	-								-	
20.7	10	67	-								-	
23.0	11	80	-								-	
26.0	12	67	-								-	
29.0	13	53.5	413.56	111.54	1005.7	22	2.2	783.78	906.23	-1052.73	1958.96	1992.66
32.0	14	40	1122.13	192.66	1020.0	38	3.8	1347.97	1836.21	381.82	1454.39	1519.25
35.0	15	40	1560.33	253.50	1020.0	50	5.0	1767.88	2009.90	759.61	1250.29	1394.58
38.0	16	40	1704.56	273.78	1020.0	54	5.4	1907.24	2049.03	886.66	1162.37	1352.66
41.0	17	40	1560.33	253.50	1020.0	50	5.0	1767.88	2009.90	759.61	1250.29	1394.58
44.0	18	40	1122.13	192.66	1020.0	38	3.8	1347.97	1836.21	381.82	1454.39	1519.25
47.0	19	53.5	413.56	111.54	1005.7	22	2.2	783.78	906.23	-1052.73	1958.96	1992.66
50.0	20	67	-								-	
53.0	21	80	-								-	
55.3	22	67	-								-	
57.6	23	53.5	-								-	
59.9	24	40	726.53	172.38	1020.0	34	3.4	1207.39	1153.31	-619.80	1773.10	1849.78
62.2	25	40	1162.13	212.94	1020.0	42	4.2	1488.25	1686.43	129.84	1556.59	1602.41
64.5	26	40	1432.54	233.22	1020.0	46	4.6	1628.22	1973.99	541.76	1432.22	1466.47
66.8	27	40	1524.38	243.36	1020.0	48	4.8	1698.09	2050.93	760.70	1290.23	1394.22
69.1	28	40	1451.52	233.22	1020.0	46	4.6	1628.22	2052.44	845.12	1207.32	1366.36
71.4	29	50	1171.40	192.66	1009.4	38	3.8	1347.97	2013.02	901.74	1111.28	1347.68
73.7	30	60	693.85	111.54	998.8	22	2.2	783.78	2049.23	956.59	1092.64	1329.58
76.0	31	70	0.00	91.26		18						

RESISTENCIA ULTIMA

DIAGRAMA MOMENTOS ACTUANTES - MOMENTOS RESISTENTES



RESISTENCIA ULTIMA



VI.2 Revisión del cortante por resistencia última

Se revisarán las mismas tres secciones de la revisión por esfuerzos admisibles, para después calcular las secciones restantes.

Los estribos que se proponen son del número 6.

(E#6 $A_s = 2.85 \text{ cm}^2$).

Debido a que es resistencia última, los valores permisibles de los esfuerzos aumentan. Estos valores son de $1.59 \sqrt{f'c}$ y $2.65\sqrt{f'c}$. Al igual que por esfuerzos permisibles si se cumple con:

$$1.59 \sqrt{f'c} < V < 2.59 \sqrt{f'c}$$

entonces

$$S = S_{\text{calculada}} / 2$$

También se propone, que cuando ésto suceda se pondrán estribos de 8 ramas para así aumentar la separación entre éstos.

Revisión de la sección en el apoyo interior

Datos

$$V_{CV} = 99.04 \text{ ton}$$

$$V_{CM} = 212.34 \text{ ton}$$

$$b_w = 80 \text{ cm}$$

$$d = 170 \text{ cm}$$

$$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$E \# 6 \quad A_s = 2.85 \text{ cm}^2$$

$$V_u = 1.3 \left(V_{CM} + \frac{5}{3} V_{CV} \right) = 1.3 \left(212.34 + \frac{5}{3} 99.04 \right) = 490.63 \text{ ton}$$

$$V = \frac{V_{act}}{b_w d} = \frac{490.63 E3}{80 * 170} = 36.08 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$1.59\sqrt{250} = 25.14 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad ; \quad 2.59\sqrt{250} = 41.90 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$25.14 < V < 41.90$$

$$S = \frac{A_v f_s}{V b_w} = \frac{2.85 * 8 * 4200}{36.08 * 80} = 33 \approx \frac{30}{2} = 15 \text{ cm}$$

$$V_{resist} = \frac{A_s f_y d}{S_{rl}} = \frac{2.85 * 8 * 4200 * 170}{15 * 1 E^3} = 1085.28 \text{ ton} > 490.28 \text{ ton}$$

por lo tanto la sección es correcta

Revisión de la sección en el apoyo exterior

Datos

$$V_{CV} = 79.76 \text{ ton}$$

$$V_{CM} = 115.60 \text{ ton}$$

$$b_w = 70 \text{ cm}$$

$$d = 187 \text{ cm}$$

$$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$E \# 6 \quad A_s = 2.85 \text{ CM}^2$$

$$V_u = 1.3 \left(V_{CM} + \frac{5}{3} V_{CV} \right) = 1.3 \left(115.6 + \frac{5}{3} 79.76 \right) = 323.1 \text{ ton}$$

$$V = \frac{V_{act}}{b_w d} = \frac{323.10 \text{E}3}{70 * 187} = 24.68 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$V < 25.14$$

$$S = \frac{A_v f_s}{V b_w} = \frac{2.85 * 4 * 4200}{24.68 * 80} = 27.71 \approx 25 \text{ cm}$$

$$V_{resist} = \frac{A_s f_s d}{S_{r1}} = \frac{2.85 * 4 * 4200 * 187}{25 * 1 \text{E}3} = 358.14 \text{ ton} > 323.10 \text{ ton}$$

por lo tanto la sección es correcta

Revisión de la sección # 8 a 16.1 m del claro exterior

Datos

$$V_{CV} = 71.06 \text{ ton}$$

$$V_{CM} = 107.01 \text{ ton}$$

$$b_w = 40 \text{ cm}$$

$$d = 187 \text{ cm}$$

$$f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$E \# 6 \text{ As} = 2.85 \text{ cm}^2$$

$$V_u = 1.3 \left(V_{CM} + \frac{5}{3} V_{CV} \right) = 1.3 \left(107.01 + \frac{5}{3} 71.06 \right) = 293.08 \text{ ton}$$

$$V = \frac{V_{act}}{b_w d} = \frac{293.08 E3}{40 * 187} = 39.18 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$25.14 < V < 41.90$$

$$S = \frac{A_v f_s}{V b_w} = \frac{2.85 * 8 * 4200}{38.18 * 40} = 61 \approx \frac{60}{2} = 30 \text{ cm}$$

$$V_{resist} = \frac{A_s f_s d}{S_{r1}} = \frac{2.85 * 8 * 4200 * 187}{30 * 1 E3} = 596.94 \text{ ton} > 293.45 \text{ ton}$$

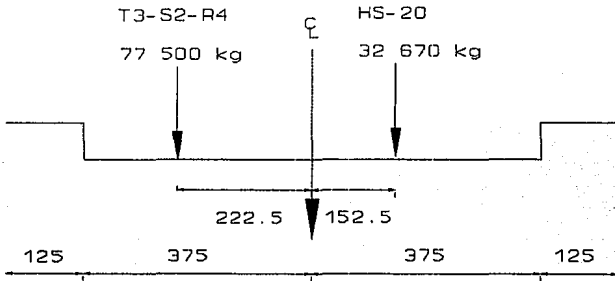
por lo tanto la sección es correcta

CORTANTE POR RESISTENCIA ULTIMA

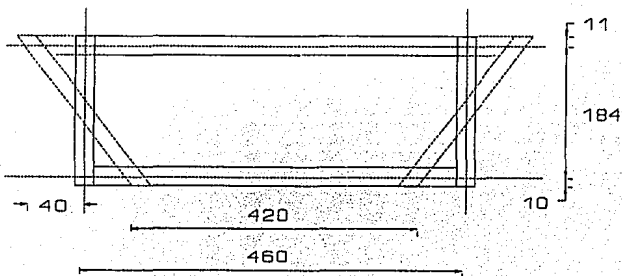
SECCION	DISTANCIA	Vcm	Vcv	Vu	bw	d	V	# RAMAS	SEP TEORICA	SEP REAL	Vresist
		ton	ton	ton	cm	cm	kg/cm2		cm	cm	ton
1	0.0	115.60	79.76	323.10	70	187	24.68	4	27.71	25	358.14
2	2.3	82.51	64.96	248.02	60	187	22.11	4	36.10	35	255.82
3	4.6	49.85	50.30	173.78	50	187	18.59	4	51.52	50	179.07
4	6.9	18.38	37.23	104.55	40	187	13.98	4	85.64	60	149.23
5	9.2	12.96	25.02	71.07	40	187	9.50	4	125.99	60	149.23
6	11.5	44.31	40.34	145.00	40	187	19.39	4	61.75	60	149.23
7	13.8	75.67	55.22	218.01	40	187	29.15	8	41.07	40	447.68
8	16.1	107.01	71.07	293.09	40	187	39.18	8	30.55	30	596.90
9	18.4	138.61	84.11	362.43	53.5	170	39.85	8	22.46	20	813.96
10	20.7	171.90	98.81	437.56	67	170	38.42	8	18.60	18	904.40
11	23.0	212.34	99.04	490.63	80	170	36.08	8	16.59	15	1085.28
12	26.0	166.41	83.83	397.96	67	170	34.94	8	20.45	20	813.96
13	29.0	123.00	67.33	305.79	53.5	170	33.62	8	26.62	25	651.17
14	32.0	81.78	51.76	218.46	40	187	29.21	8	40.99	40	447.68
15	35.0	40.89	46.93	154.84	40	187	20.70	4	57.83	55	162.79
16	38.0	0.00	44.66	96.77	40	187	12.94	4	92.52	60	149.23
17	41.0	40.89	46.92	154.81	40	187	20.70	4	57.84	55	162.79
18	44.0	81.78	51.77	218.49	40	187	29.21	8	40.98	40	447.68
19	47.0	123.00	67.36	305.84	53.5	170	33.63	8	26.61	25	651.17
20	50.0	166.41	83.81	397.91	67	170	34.94	8	20.46	20	813.96
21	53.0	212.34	99.07	490.70	80	170	36.08	8	16.59	15	1085.28
22	55.3	171.90	98.83	437.61	67	170	38.42	8	18.60	20	813.96
23	57.6	138.61	84.14	362.50	53.5	170	39.86	8	22.45	20	813.96
24	59.9	107.01	71.06	293.08	40	187	39.18	8	30.55	30	596.90
25	62.2	75.67	55.20	217.98	40	187	29.14	8	41.08	40	447.68
26	64.5	44.31	40.35	145.03	40	187	19.39	4	61.74	60	149.23
27	66.8	12.96	25.02	71.05	40	187	9.50	4	126.02	60	149.23
28	69.1	18.38	37.23	104.55	40	187	13.98	4	85.64	60	149.23
29	71.4	49.85	50.30	173.78	50	187	18.59	4	51.52	50	179.07
30	73.7	82.51	64.96	248.02	60	187	22.11	4	36.10	35	255.82
31	76.0	115.60	79.76	323.10	70	187	24.68	4	27.71	25	358.14

VI.3 Revisión por torsión

Se analiza el efecto de torsión máxima debido a la excentricidad de la carga móvil, considerando en una línea la carga del HS20 y la otra línea la carga del T3-S2-R4.



$$M_T = 77.5 \cdot 2.225 - 32.670 \cdot 1.525 = 122.62 \text{ T-m}$$



Estribos necesarios por torsión

$$M_T = 122.62 \text{ t-m}$$

Considerando una sección rectangular con ancho $b = 460 \text{ cm}$

$d_{1y} = 205 - 11 - 10 = 184 \text{ cm}$; distanica entre ejes y nervios según
el código Australiano

$$A_v = \frac{M_t}{0.8 f_s b d} = \frac{122.62E5}{0.8 * 1680 * 460 * 184} = 0.108 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$A_v = 10.78 \text{ cm}^2 ; \text{ para 4 lados ; } A_v = 2.69 \text{ cm}^2/\text{m/lado}$$

para estribos de 2 ramas del 4 @ 15 cm/m

$$\text{se tiene } N_o = 100/15 = 6.67 \text{ E/m}$$

$$2.69 / 6.67 = 0.403$$

$$V = \frac{A_v f_s d}{s} = \frac{0.403 * 1680 * 187}{15E3} = 8.44 \text{ ton}$$

y como tenemos una capacidad de cortante en el apoyo

$$V_R = \frac{2.85 \cdot 8 \cdot 4200 \cdot 170}{15E3} = 1085.28 \text{ton} \quad \text{RES. ULTIMA}$$

$$V_R = \frac{2.85 \cdot 8 \cdot 1680 \cdot 170}{15E3} = 434.11 \text{ton} \quad \text{ESF. ADMISIBLES}$$

como esto representa una disminución de menos del 2%, no se tomará en cuenta la torsión.

CAPITULO VII CONCLUSIONES

VII.1 Conclusiones

En cualquier obra de ingeniería civil, un aspecto que se debe tener en cuenta y que es de gran importancia en cualquier estructura, es el procedimiento constructivo, el cual es estudiado por la ingeniería de construcción.

La ingeniería de construcción, es el arte de aplicar técnicas de ingeniería a las operaciones constructivas. La planificación empieza con un análisis del trabajo que se va a efectuar, una selección de métodos y técnicas, un plan de operaciones y la asignación de equipo y mano de obra. La programación, estudia la interrelación que hay con las demás operaciones en el lugar de la obra, así como efectos externos como el clima, inundaciones, temperatura del aire y requisitos del contrato. El control, abarca la supervisión e inspección, el establecimiento de procedimientos detallados, la provisión de una inspección adecuada y el control de costos.

Un análisis de ingeniería de la construcción, aplicado adecuadamente, dará como resultado probable, más instrucciones, gráficas, programas, etc., que las que se emplean generalmente en la actualidad, pero éstas no deben ser voluminosas ni complicadas. Lo importante es, que su objetivo sea totalmente práctico; planear,

programar y controlar el trabajo, para que cada hombre contribuya a su realización, con un mínimo de desperdicio e interferencia. Las gráficas e instrucciones deben ser claras, concisas, definidas y presentadas, de manera que las personas comprendan el trabajo que están haciendo; no es necesario explicar también, todas las consideraciones que fundamentan ciertas instrucciones.

Dado que muchas operaciones son muy técnicas, es preciso planearlas previa y detalladamente; la mayoría de los problemas, relacionados con el concreto reforzado, como concreto presforzado, podrían haberse evitado, si la construcción en sí, se hubiera planeado previamente. Por otro lado, la planeación previa, ha rendido altos beneficios económicos.

Por ello, el constructor debe entender lo suficiente acerca de las consideraciones de diseño, para poder seleccionar el sistema más eficiente y económico; este conocimiento puede serle de gran ayuda, para competir ventajosamente en los concursos.

Por consiguiente, para el ingeniero constructor, emprender los conocimientos básicos sobre diseño, son esenciales; aunque él no realice directamente la labor de diseño, debe entender el fenómeno, las razones que respaldan los requisitos técnicos y las limitaciones.

La tarea más importante, es construir una estructura que sirva para un propósito específico; por consiguiente, el diseñador y el constructor, son parte de un mismo equipo y tienen una meta común.

Por otra parte, si el diseñador solo tomara en cuenta, un sólo tipo de diseño, no sería económico. Sólo se tendría una economía real y óptima, al considerar todas las ventajas y desventajas de cada método, aprovechándolas para un diseño específico.

En lo que se refiere a nuestro diseño, al plantearse los dos criterios bajo los cuales se debe diseñar y revisar una sección, se observó lo siguiente: en el caso de la revisión por esfuerzos permisibles, al ser ésta una revisión conservadora, por reducir los esfuerzos del acero en un 60 por ciento, se encuentra una mayor cantidad de acero y se está dentro de un rango de seguridad elevado; en la revisión por resistencia última al considerarse los factores de carga y seguridad se encuentra una menor cantidad de acero, pero cumpliendo nuestra sección con ambos criterios podemos decir que nuestra sección es correcta y que cumple satisfactoriamente con los criterios de diseño establecidos.

BIBLIOGRAFIA

- **NOTAS DEL INGENIERO CARLOS RAMOS AGUILAR**

- **DESIGN OF MODERN CONCRETE HIGHWAY BRIDGES**
CONRAD P. HEINS
RICHARD A. LAWRIE
WILEY-INTERSCIENCE
USA

- **REVISTA DEL COLEGIO DE INGENIEROS CIVILES**
No. 218 Puentes

- **ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO**
PARK AND PAULY
ED. LIMUSA
MEXICO

- **Puentes, EJEMPLOS INTERNACIONALES**
WITHFOHT
ED. GUSTAVO HILI S.A.
BARCELONA, ESPAÑA

- **AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION
OFFICIALS (AASHTO) 1989**