



Universidad Nacional Autónoma de México

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES

ARAGON

"PROYECTO ESTRUCTURAL DEL PUENTE
"BOQUIAPA", UBICADO EN EL MUNICIPIO
DE JALPA DE MENDEZ, TABASCO "

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A

SABINO/SALVADOR MANCILLA

ENEP



NO SE PUEDE
REPRODUCIR SIN
EL CONSENTIMIENTO
DE LA EDITORA

San Juan de Aragón, Edo de Mex.

1993.



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.

CONTENIDO

CAPITULO 1

INTRODUCCION	5
1-1 Descripción del camino. Su ubicación, importancia y características. Su repercusión económica y social.	5
1-2 Descripción del puente existente justificando la necesidad de cambiarlo.	6
1-3 Resumen de los estudios hidráulicos y de cimentación: longitud de obra, tipo de cimentación requerida.	6
1-4 Descripción del contenido de la tesis.	7

CAPITULO 2

ELECCION DE TIPO	
2-1 ¿Qué es la elección de tipo. Su importancia?	9
2-2 Metodología para la elección de tipo.	12
2-3 Alternativas que se plantean para el puente "Boquilapa".	17
2-4 Comparación de alternativas.	25
2-5 Selección de la alternativa más conveniente.	26

CAPITULO 3

ANALISIS Y DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA	
3-1 Introducción.	28
3-2 Propiedades de la sección tipo IV, diseñada por la A.A.S.H.T.O.	31
3-3 Acciones internas.	37

3-4 Análisis a flexión.	47
3-5 Resistencia al cortante.	57
3-6 Coordenadas, longitud y diagramas de tensado de los cables.	60
3-7 Análisis y diseño de la losa de concreto reforzado.	78
3-8 Dimensionamiento de diafragma.	82

CAPITULO 4

ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA SUBESTRUCTURA

4-1 Introducción.	86
4-2 Aspectos generales del análisis y de estructuración de la subestructura.	86
4-3 Solicitaciones.	90
4-4 Análisis de la subestructura, en el sentido longitudinal.	99
4-5 Análisis de la subestructura, en el sentido transversal.	119
4-6 Diseño de los elementos estructurales de la subestructura.	132
4-7 Cálculo de la rasante del puente.	149

CAPITULO 5

ESPECIFICACIONES DE CONSTRUCCION

5-1 Introducción.	154
5-2 Especificaciones para la construcción de la superestructura.	155
5-3 Especificaciones para la construcción de la subestructura.	166

CONCLUSIONES	169
---------------------	-----

INTRODUCCION

La presente tesis se ocupa del desarrollo del proyecto estructural del puente "Boquilapa" ubicado en el municipio de Jalpa de Méndez, en el Estado de Tabasco.

La construcción del puente fue necesaria como parte de la construcción de un camino cacaotero que realizó el gobierno de ese estado.

1-1 DESCRIPCION DEL CAMINO. SU UBICACION, IMPORTANCIA Y SUS CARACTERISTICAS. SU REPERCUSION ECONOMICA Y SOCIAL.

El Estado de Tabasco es uno de los estados de la República Mexicana con mayor riqueza potencial. Cuenta con agua abundante y con terrenos fértiles de gran extensión, que pueden ser fuente de riqueza por medio de programas intensivos de explotación agrícola. Sin embargo, esa explotación no ha sido posible llevarla a cabo en toda su potencialidad por la falta de obras de control de inundaciones y por la carencia de adecuadas vías de comunicación que permitan el traslado oportuno y rápido de los productos agrícolas. Para subsanar esta última deficiencia, el gobierno del Estado de Tabasco emprendió la construcción de caminos de penetración, de bajas especificaciones en zonas potencialmente productivas. Uno de esos caminos es el circuito cacaotero que recorre, como su nombre lo indica, zonas dedicadas al cultivo del cacao, en el municipio de Jalpa de Méndez y municipios aledaños.

Este camino será de tipo rural porque no se espera que reciba grandes volúmenes de tránsito, pero deberá permitir la comunicación en todo el tiempo para que el cacao pueda salir de las plantaciones a los centros de industrialización y comercialización. Esta característica de comunicación permanente que debe garantizar el camino es importante porque el cacao es un producto altamente perecedero.

La construcción de este camino será sumamente beneficioso para la zona que cruzará, ya que permitirá que se extienda la producción del cacao, creando así fuentes de trabajo para una zona actualmente deprimida.

1-2 DESCRIPCION DEL PUENTE EXISTENTE JUSTIFICANDO LA NECESIDAD DE CAMBIARLO

El camino actual cruza el arroyo "Boquilapa" mediante una obra de un sólo claro de 10 m y una altura media de 1.8 m. Dicha estructura esta formada con una plataforma de tubos de acero de 20 cm de diámetro, simplemente apoyada sobre el terreno natural.

El área hidráulica bajo el puente según el N.A.M.E. es de 20 m², y el área total bajo el puente es de 18 m².

La razón por la cual se construirá el puente "Boquilapa" es porque el área hidráulica bajo el puente actual ha resultado insuficiente, ya que el N.A.M.E. de remanso durante avenidas extraordinarias ha llegado a quedar a 20 cm arriba de la rasante de la obra.

La obra actual tiene una antigüedad de siete años aproximadamente.

1-3 RESUMEN DE LOS ESTUDIOS HIDRAULICOS Y DE CIMENTACION: LONGITUD DE OBRA, TIPO DE CIMENTACION REQUERIDA.

El arroyo "Boquilapa" desemboca al arroyo "El Toro" a 160 m de aguas abajo del cruce y sufre influencia hidráulica del mismo arroyo; su escurrimiento es de carácter torrencial, siendo su cauce estable y muy vegetado.

Puesto que el cauce sufre derrames importantes por ser muy tendido en todo su desarrollo, no se realizó estudio hidráulico por no ser aplicable el método de sección y pendiente. No pudo ser definida su cuenca, por lo que tampoco fue posible realizar el estudio hidrológico.

La Inspección de campo permitió estimar un gasto del orden de 50 m³/seg. con una velocidad máxima de 1 m/seg.

El N.A.M.E. de diseño deberá ser el correspondiente a la influencia del arroyo "El Toro", es decir el de cota 51.10 m, para permitir el paso de cuerpos flotantes debajo del puente, se recomienda dejar un claro libre vertical de 1 m como mínimo medido del nivel de aguas de remanso a la base inferior de la superestructura.

Por último cabe hacer mención de que el cauce, como puede observarse en la planta, presenta una contrapendiente en el sitio de cruce, así mismo el cauce inmediatamente aguas abajo del cruce presenta la topografía muy plana.

Del estudio geotécnico se obtuvieron los siguientes resultados: utilizar pilas de 1.20 m de diámetro, con una capacidad de 120 toneladas, desplantadas a una profundidad de

12.40 m en la margen izquierda y 8.40 m en la margen derecha bajo el nivel del fondo del cauce, como alternativa se propone utilizar pilotes de fricción de 40 cm por 40 cm de concreto reforzado, con una capacidad de 35 toneladas por pilote desplantados a 11.20 m en la margen izquierda y a 7.60 m en la margen derecha bajo el nivel del fondo del cauce.

Basándose en aspectos económicos y en las condiciones impuestas por las características de la obra, se determinó que lo más recomendable es utilizar una cimentación sobre pilotes.

1-4 DESCRIPCION DEL CONTENIDO DE LA TESIS:

En el capítulo II, tomando en cuenta los problemas y restricciones del puente actual se procede a determinar una longitud de puente que garantice una área hidráulica suficiente para permitir el paso de un gasto máximo de 50 m³/seg. con una velocidad de 1 m/seg, un claro libre vertical de 1 m y una sobreelevación menor de 30 cm, para que el puente funcione adecuadamente, se define que no es conveniente alojar apoyos de la estructura dentro del cauce, por lo que debe ser un puente de un solo claro.

La longitud de puente se determina aplicando la ecuación de continuidad hidráulica y el teorema de Bernoulli.

Una vez que se logra definir la longitud de puente se procede a determinar el tipo de estructura.

El proyecto del puente se inicia planteando diversas soluciones que es viable usar en ese cruce, con el fin de obtener el mejor funcionamiento estructural y las mayores ventajas constructivas y económicas.

Con este objetivo se analizaron los siguientes anteproyectos.

El primero con una superestructura de losa sobre dos nervaduras de concreto reforzado.

El segundo con una superestructura de losa de concreto reforzado sobre cuatro traveses de concreto postensado.

El tercero con una superestructura de losa de concreto reforzado sobre dos traveses de acero.

En los tres casos, la subestructura consistirá en dos caballetes de concreto reforzado sobre pilotes del mismo material.

Del análisis detallado de estas alternativas se elige como más ventajosa la del anteproyecto dos.

Una vez que se define el tipo de la estructura más funcional se procede al proyecto estructural de sus elementos.

La elección del tipo es, sin duda, uno de los factores que más afecta el costo de un proyecto.

En el capítulo III se realiza el análisis y el diseño de la superestructura bajo las diferentes acciones a que estará sometida en condiciones normales de servicio, tomando en cuenta los esfuerzos permisibles de la American Association of State Highway and Transportation Officials (A.A.S.H.T.O.).

En el capítulo IV se presenta el análisis y el diseño de la subestructura bajo las solicitaciones a las que estará expuesta la estructura y su respuesta ante tales acciones. Finalmente, en el capítulo V, se resumen las principales especificaciones de construcción con las que se complementa el proyecto y en el capítulo VI se señalan las conclusiones que, a juicio del autor, pueden extraerse del presente trabajo.

ELECCION DE TIPO

2-1 ¿QUE ES LA ELECCION DE TIPO. SU IMPORTANCIA?

La elección de tipo es el proceso mediante el cual se define en forma general, el material, el tipo estructural, la forma y dimensiones y el procedimiento de ejecución de una obra.

La elección de tipo ha de plantearse pensando en una finalidad utilitaria, función estructural, exigencia estética y una limitación económica.

La elección de tipo es una de las actividades fundamentales del proyecto estructural de un puente, en donde se necesita utilizar totalmente la capacidad, el ingenio y la experiencia del ingeniero. Una elección inadecuada llevará a juicios equivocados y comprometerá el dinero y el tiempo de su ejecución. Es en consecuencia, una actividad exigente. Pero por los resultados que de ella se obtienen bien vale el esfuerzo que se le aplique.

Las características básicas de la elección de tipo son las siguientes:

- Identificación de las necesidades existentes.
- Acumulación de la información de los estudios de campo.
- Formulación de las alternativas posibles.
- Análisis de estas alternativas: valuación física y económica.
- Selección de la alternativa más conveniente.

Identificación de las necesidades existentes

Este es el primer elemento de la elección de tipo y quizá el más importante, una falsa identificación puede traer consigo soluciones que no satisfagan las necesidades reales, provocando algún fracaso económico.

Acumulación de la información de los estudios de campo

Los estudios de campo referentes a las características topográficas, hidráulicas y geotécnicas permitirán desarrollar la elección de tipo, siempre y cuando la información sea precisa y real.

Formulación de las alternativas posibles

La tendencia a proporcionar una solución única es por lo general un error muy grave. Mediante la formulación de múltiples alternativas se podrá alcanzar una solución más satisfactoria. El paso de la generación de alternativas posibles es un paso de intensa actividad creativa. Es esencial, como primer enfoque, no eliminar conscientemente las alternativas posibles. La validez de estas alternativas se analizará después.

Análisis de alternativas: valuación física y económica

El análisis debe hacerse tomando como base los criterios establecidos en la identificación de las necesidades existentes. A menudo se da el caso en que se piensa que una solución satisface estas necesidades, cuando en realidad sólo refleja un deseo de satisfacerlas. Un análisis cuidadoso, en función de las necesidades, eliminará algunas de las soluciones posibles.

Valuación física

La primera valuación que debe hacerse es la física. Consiste en examinar las probabilidades de que cada una de las alternativas posibles pueda realizarse físicamente. Para esto se debe tomar en cuenta el estado actual de la tecnología y considerar, entre otros, los siguientes aspectos:

Cada material posee un conjunto de características propias que lo hacen apto para un tipo de construcción o parte de ella, para uno u otro proceso constructivo, para una forma de sollicitación mecánica, etc.

Las características de cada material influyen pues, en el tipo estructural que se ha de elegir.

Así mismo, no debe echarse en olvido la técnica o proceso constructivo que se pretende seguir. Este depende naturalmente de los materiales que se utilicen así como de la mano de obra apta para él o de la maquinaria auxiliar correspondiente, plazo que obligue a adoptar el sistema más rápido por el contrario, el más económico, número de repeticiones de elementos iguales que permita la amortización de determinadas instalaciones, etc.

Valuación económica

En el ámbito económico hay que considerar los costos de ejecución, que resultan de un material a otro, e incluso de uno a otro tipo estructural, de unas a otras dimensiones.

Por otra parte, el costo ha de mirarse en relación con los beneficios directos o indirectos, censurables o imponderables que se esperan de la construcción.

Se acostumbra hacer los presupuestos de cada alternativa dentro del estrecho marco de las condiciones locales establecidas en el momento.

El costo depende; a su vez, de multitud de variables tales como: el precio de los materiales, el costo de la mano de obra y su rendimiento, el de los gastos generales y de todo orden que pesan sobre el conjunto, así como el proceso constructivo que se elija dentro de los que el avance de la técnica permita en cada caso.

Unido o en pugna con la condición económica se presenta el plazo de construcción. Toda obra en una región y una época determinada, tiene una marcha de ejecución que es la más económica o de menor costo directo, como consecuencia de ello, puede incluso cambiar el tipo estructural que convenga elegir.

Otro aspecto importante es el aspecto estético de la construcción. La condición estética debe incluirse siempre como una de las tantas condiciones esenciales que se busca. Todo este conjunto de consideraciones y factores, tan heterogéneos, condicionan la elección de tipo.

Selección de la alternativa más conveniente

Para seleccionar la alternativa más conveniente se dispone de unos materiales y de unas técnicas. Sólo mediante un profundo conocimiento de las características mecánicas y de otros ordenes, de los materiales, de las técnicas que cada uno requiere y de los medios que se dispone para manejarlos, se puede atinar en la elección conveniente, tanto de los materiales como de los procesos de ejecución y encontrar el tipo estructural óptimo con sus formas resistentes ajustadas a todas las sollicitaciones.

La selección debe comprender estas cuatro cosas: el material, el tipo estructural, sus formas y dimensiones y el proceso de ejecución.

Las cuatro cosas van unidas y se influyen mutuamente, sólo una atinada elección de las cuatro puede dar una solución razonable.

Los recursos de cálculo sólo sirven para afinar las dimensiones o para comprobar si están suficiente afinadas. Todo lo demás no se puede obtener por métodos deductivos. Unos tanteos pueden servir, cuando más, para resolver el problema económico, determinando cuál de las alternativas preestablecidas es la más barata, el resto queda en gran

parte, dentro del campo de lo subjetivo y opinable, siempre sujeto a críticas y enjuiciamientos diversos.

2-2 METODOLOGIA PARA LA ELECCION DE TIPO

Antecedentes

El Estado de Tabasco es uno de los estados de la República Mexicana con mayor riqueza potencial en materia de explotación agrícola, de ahí la necesidad de crear vías terrestres como parte de la infraestructura del estado y del país.

La construcción del puente, "Boquiapa" es necesaria como parte de la construcción de un camino cacaotero que realiza el gobierno de ese estado.

De acuerdo a los volúmenes de tránsito esperado y a los beneficios sociales y económicos que la construcción de dicha obra se espera, se determinó que la estructura debe contar con dos carriles de circulación y que la carga móvil de proyecto sea del tipo HS-20.

Con las premisas anteriores se procede a hacer uso de la información disponible como son los estudios de campo, referentes a las características topográficas, hidráulicas y geotécnicas del cruce, que permitan una elección de tipo con un grado razonable de seguridad y de manera que el puente tenga un comportamiento adecuado en las condiciones normales de servicio.

Una de las solicitudes relevantes de la elección de tipo es, el funcionamiento hidráulico.

Algunas características del funcionamiento hidráulico son:

- Localización del cruce.
- Longitud de puente.
- Altura de rasante.
- Ubicación, tipo de cimentación y profundidad.

Localización del cruce

El puente "Boquiapa", se proyectará sobre el arroyo del mismo nombre y forma parte del circuito cacaotero, se localiza en la estación 3 + 034.63, su origen es Galeana 2a, sección municipio de Jalpa de Méndez, Tabasco. El sitio de cruce se estudió cuidadosa-

mente, como se observa en la planta general con objeto de reducir al mínimo los costos de construcción.

Longitud del puente

Se considera recomendable desde el punto de vista hidráulico construir un puente de un solo claro en el mismo sitio donde se encuentra la obra existente.

El cauce principal presenta llanuras de inundación por lo cual se deberá construir terraplenes de acceso con escasa altura para facilitar el paso de avenidas extraordinarias, ante este panorama se deberá determinar la longitud del puente "Boquilapa" (Fig. 2-1).

Area hidráulica del puente

Al construirse el puente, el área hidráulica se reduce en virtud de las zonas obstruidas, por lo que se requiere conocer el área hidráulica del puente para calcular la velocidad del agua al pasar debajo de él y calcular la sobreelevación del tirante inmediatamente aguas arriba, lo cual se realiza mediante la siguiente fórmula, según el teorema de Bernoulli.

$$h = \frac{V_2^2 - V_1^2}{2g} \quad (1)$$

Donde

V_1 = Velocidad de llegada en m/seg

V_2 = Velocidad bajo el puente en m/seg

g = Aceleración de la gravedad

h = Sobreelevación

Esta sobreelevación no deberá ser mayor a 30 cm, para que el puente funcione adecuadamente.

Si la sobreelevación es mayor a lo permisible, en el presente caso, se deberá modificar la longitud del puente para aumentar el área hidráulica.

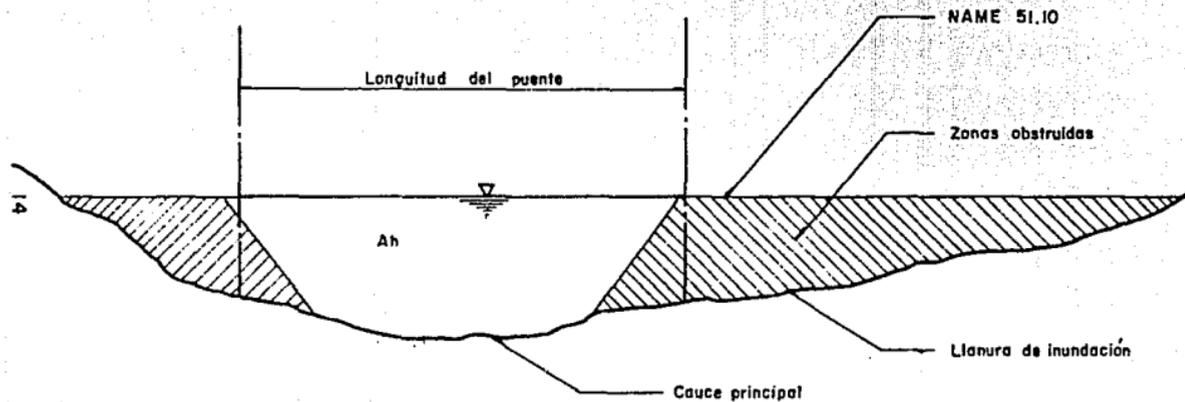


Fig. 2-1 Longitud del puente indefinida

Estudio hidráulico

Estimación de la sobreelevación y cálculo de la velocidad bajo el puente para una longitud de 25 m (Fig. 2-2).

$$\text{Area hidráulica (Ah)} = 22.54 \text{ m}^2$$

Datos de la Información sobre el sitio

$$Q = 50 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$V_1 = 1.0 \text{ m/seg}$$

De la ecuación de continuidad.

$$Q = AV, V_2 = \frac{50}{22.54} = 2.22 \text{ m/seg}$$

Sustituyendo en la ecuación (1)

$$h = \frac{2.22^2 - 1^2}{2(9.81)} = 20 \text{ cm} < 30 \text{ cm}$$

La sobreelevación resulta ser menor a la permisible por lo tanto la longitud de puente de 25 m es aceptable.

Altura rasante

Una vez definida la longitud de puente se determina la altura de rasante.

$$\text{EL. NAME} = 51.10 \text{ m}$$

$$\text{Sobreelevación} = 0.20 \text{ m}$$

$$\text{Espacio libre vertical} = 1.0 \text{ m}$$

$$\text{Espesor de la superestructura (aprox. } \frac{S}{15} \text{)} = \frac{25}{15} = 1.70 \text{ m}$$

$$\text{Elevación rasante} = 54.0 \text{ m}$$

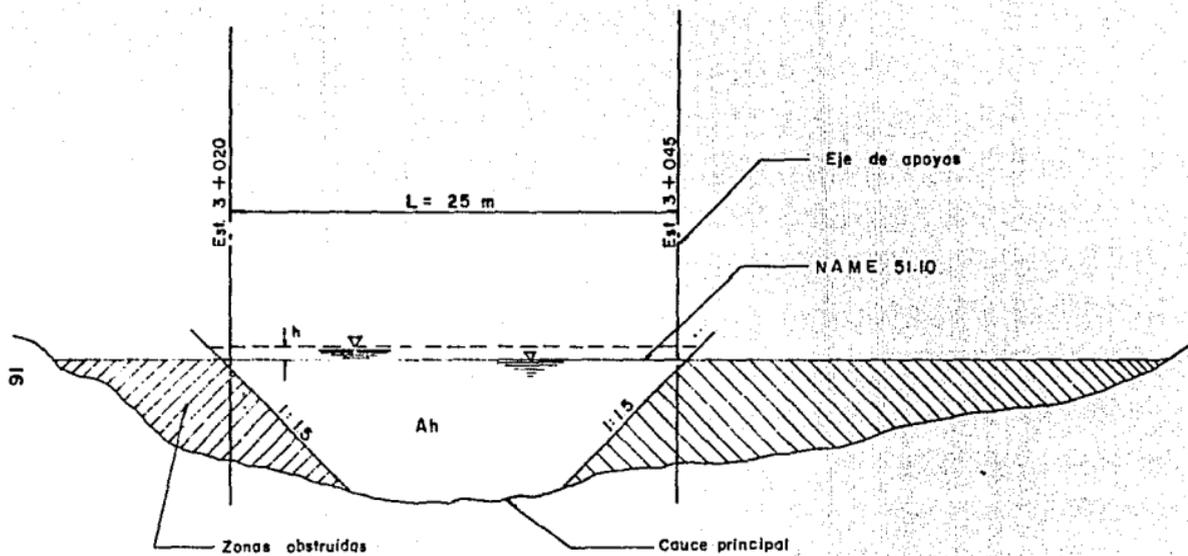


Fig. 2-2 Longitud del puente definida

Ubicación, tipo de cimentación y profundidad

La ubicación de los apoyos quedó definida por razones hidráulicas, el apoyo de la margen derecha, se ubica en la estación 3 + 020 y el de la margen izquierda en la estación 3 + 045. El tipo de cimentación más recomendable por las características de la obra es utilizar una cimentación sobre pilotes de fricción de 40 cm por 40 cm de concreto reforzado, con una capacidad de 35 toneladas por pilote desplantados a 7.60 m bajo el nivel del fondo del cauce en la margen derecha y a 11.20 m en la margen izquierda bajo el nivel del fondo del cauce.

Esta información es necesaria para las etapas posteriores de la elección del tipo estructural del puente "Boquiapa".

2-3 ALTERNATIVAS QUE SE PLANTEAN PARA EL PUENTE "BOQUIAPA"

En el presente subcapítulo se presenta la generación de alternativas para el puente "Boquiapa", el objeto que se persigue es obtener un conjunto de soluciones posibles que sean satisfactorias de la necesidad establecida.

Destaca por su importancia en la problemática del tipo estructural, la elección de la superestructura.

Ante este panorama es necesario realizar el estudio de tres alternativas.

Alternativas posibles para la superestructura del puente "Boquiapa"

1. Losa sobre dos nervaduras de concreto reforzado.
2. Losa de concreto reforzada sobre 4 traveses de concreto prefabricado.
3. Losa de concreto reforzado sobre 2 traveses de acero.

Valuación física

Estas alternativas propuestas pueden realizarse desde el punto de vista físico, puesto que:

- Existen los materiales necesarios y los procedimientos de fabricación que permiten su construcción.
- No hay alguna limitación de carácter físico que impida su realización.

Valuación económica

Es necesario hacer un análisis económico de orden de magnitud que permita comparar las tres alternativas y determinar si su costo está dentro de las limitaciones económicas en la necesidad inicialmente detectada. Estas alternativas en general se desarrollan con base en las dimensiones que tengan otros puentes similares y ejecutando cálculos preliminares.

LISTA DE MATERIALES

Tabla 2-1 Análisis de Precios Unitarios

MATERIALES	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO (\$)	IMPORTE (millones)
SUPERESTRUCTURA				
Acero de refuerzo L.E = 4000 kg/cm ²	kg	21,056.0	2,998.95	63.146
Concreto hidráulico de f'c = 250 kg/cm ²	m ³	139.40	1'295,112.301	180.539
Concreto asfáltico	m ³	7.1	66,901.52	0.475
Drenes de plástico de 7.6 φ	pza.	18	11,823.24	0.213
APOYOS				
Neopreno ASTM dureza shore 60	dm ³	100	55,899.57	5.590
Acero estructural A-36	kg	50	6,319.86	0.316
Cartón asfaltado	m ²	3.9	43,664.70	0.170
JUNTA DE DILATACION				
Acero de refuerzo L.E = 4000 kg/cm ²	kg	74	2,998.95	0.222
Acero estructural A-36	kg	142	6,319.86	0.897
Sikaflex 1-A	dm ³	31	7,901.09	0.245
Cartón asfaltado de 4 cm de espesor	m ²	15.20	43,664.70	0.664

COSTO = \$ 252'477,000.00

ALTERNATIVA 2

SUPERESTRUCTURA : Losa sobre cuatro traves presforzadas tipo IV.

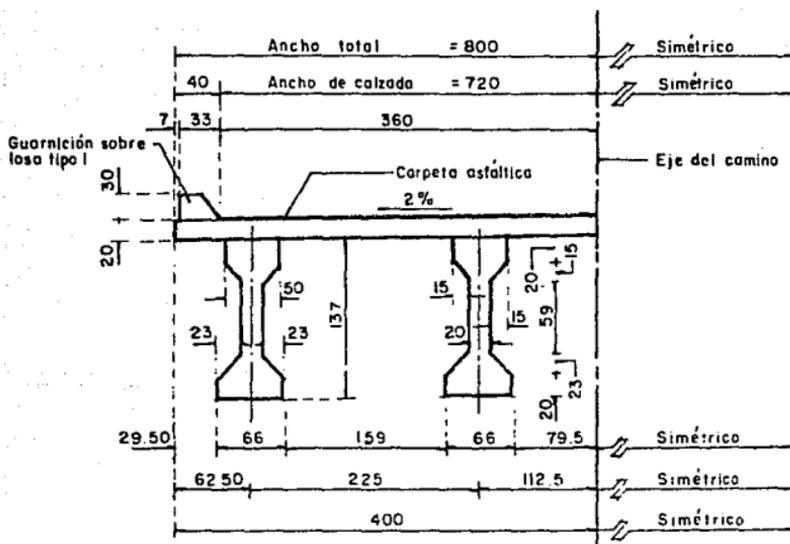


Fig. 2-4 Sección transversal

LISTA DE MATERIALES

Tabla 2-2 Análisis de precios unitarios

MATERIALES	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO (\$)	IMPORTE (millones)
SUPERESTRUCTURA (Una Trabe)				
Concreto de f'c=350 kg/cm ²	m ³	13	1'300,114.56	16.901
Acero de refuerzo de LE= 4000 kg/m ²	kg	815	2,998.95	2.444
Acero de presfuerzo (270k)	kg	700.33	20,032.85	14.029
Acero de presfuerzo en torones de izaje	kg	12	20,032.85	0.240
Apoyos fijos de Neopreno dureza shore 60	dm ³	4.9	55,899.57	0.274
Apoyos móviles de neopreno dureza shore 60	dm ³	6.8	55,899.57	0.380

COSTO = \$ 34'268,000.00

LISTA DE MATERIALES

Tabla 2-3 Análisis de precios unitarios

MATERIALES	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO (\$)	IMPORTE (millones)
SUPERESTRUCTURA (Losa y diafragmas)				
Concreto de f'c = 250 kg/cm ²	m ³	50.07	1'295,112.30	64.846
Acero de refuerzo de L.E = 4000 kg/cm ²	kg	11,610	2,998.95	34.818
Concreto asfáltico	m ³	5.40	66,901.52	0.361
Drenes de plástico de 7.6 φ	pza.	18	11,823.24	0.213
Apoyos integrales de neopreno	dm ³	316.80	55,899.57	17.709
Sikafix 1-A	dm ²	31.70	7,901.09	0.250
Acero estructural	kg	148	6,319.86	0.935
Cartón asfaltado de 4 cm de espesor	m ²	2.80	43,664.70	0.122

COSTO = \$ 119'254,000.00

CONCEPTO

Cuatro trabes presforzadas = \$ 137'072,000.00

Losa y diafragmas = \$ 119'254,000.00

Montaje = \$ 10'000,000.00

COSTO = \$ 266'326,000.00

ALTERNATIVA 3

SUPERESTRUCTURA: Losa sobre dos traveses de acero.

Claro = 25 m.
Ancho total = 9.10 m
C.V. = HS - 20

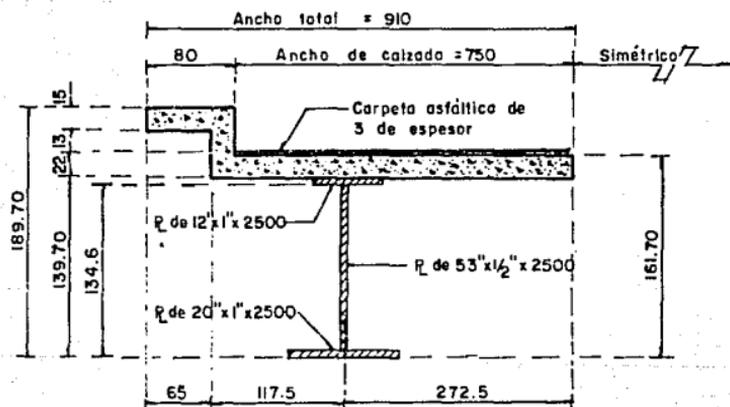


Fig. 2-5 Sección transversal

LISTA DE MATERIALES

Tabla 2-4 Análisis de precios unitarios

MATERIALES	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO (\$)	IMPORTE (millones)
SUPERESTRUCTURA				+
Concreto hidráulico de f'c = 250 kg/cm ²	m ³	53.60	1'295,112.30	69.418
Acero de refuerzo L.E= 4000 kg/cm ²	kg	11,550	2,998.95	34.638
Acero estructural A-36, en traves y diafragmas	kg	23,815	6,319.86	150.507
Juntas de Sikaflex 1-A de 4 cm de espesor	dm ³	19	7,901.09	0.150
Acero estructural en junta	kg	115	6,319.86	0.727
Concreto asfáltico	m ³	5.8	66,901.52	0.388
Apoyos de neopreno ASTM dureza shore 60	dm ³	74.8	55,899.57	4.181
Drenes de plástico de 7.6 φ	pza.	18	11,823.24	0.213
Cartón asfaltado de 4 cm de espesor en junta de dilatación	m ²	4.80	43,664.70	0.209
Acero estructural en junta	kg	115	6,319.86	0.727

CONCEPTO

Superestructura = \$ 261'158,000.00

Montaje = \$ 5'000,000.00

COSTO = \$ 266'158,000.00

De las alternativas desarrolladas se determinaron las cantidades de obra que sirvieron de base para obtener el presupuesto de cada una.

Los presupuestos obtenidos son los siguientes:

Alternativa 1 \$ 252' 477, 000.00

Alternativa 2 \$ 266' 326, 000.00

Alternativa 3 \$ 266' 158, 000.00

La comparación de los costos de las alternativas no debe eliminar ninguna de antemano o como poco factible, la etapa de eliminación vendrá después.

Por lo que respecta a la subestructura, la única solución factible por las características de la obra, es utilizar una subestructura compuesta por dos caballetes formados por un cabezal con aleros de concreto reforzado, sobre pilotes del mismo material.

2-4 COMPARACION DE ALTERNATIVAS

La comparación de alternativas para la superestructura del puente "Boquiapa" se hace teniendo en cuenta los beneficios que se piensan obtener y planteando las dificultades de llevar a cabo e implantar cada alternativa.

La primera alternativa "*Losa sobre dos nervaduras de concreto reforzado*", desde el punto de vista constructivo, se requiere de una obra falsa y una cimbra, como elementos sustentantes capaces de soportar el peso del concreto fresco y los empujes laterales, lo cual requiere mantener la cimbra durante varias semanas hasta que el concreto ha alcanzado su debida resistencia, esta característica influye notablemente en el tiempo de construcción.

El emplear dos nervaduras, en lugar de tres o cuatro; permite reducir la carga muerta, sin embargo el espacio vertical y el gran peralte de este tipo de trabes da lugar a una rasante no aceptable.

Otra característica importante y dada la ubicación del puente es la corrosión, las estructuras de concreto reforzado y de concreto presforzado, se dan condiciones potenciales para que se desarrolle la corrosión, ya que tienen elementos metálicos. Las estructuras de concreto reforzado se agrietan bajo las cargas de servicio, inclusive por el peso propio de las mismas, lo que da lugar a que la penetración del agua llegue al acero de refuerzo, y ésta se extienda rápidamente a lo largo de la superficie del acero.

La construcción de la obra falsa y lo elaborado de los moldes, da lugar a un mayor tiempo de construcción, lo que representa una pérdida económica por el retraso en la entrada en operación del camino.

Con tales premisas, se comprende lo inadecuado de esta alternativa desde el punto de vista de la operación del puente y de la infraestructura vial del Estado.

En la segunda alternativa "*Losa de concreto reforzado sobre cuatro traves de concreto presforzado*", la prefabricación de las traves puede empezar antes de terminar la subestructura sin tener en cuenta las condiciones climáticas, la producción en más constante y se ejerce mejor el control de calidad de los materiales suministrados, además las instalaciones se pueden adaptar para varios proyectos, lo que permite así una amortización de la inversión durante un período más corto que con métodos tradicionales. Gracias al conjunto de estos factores, el trabajo puede cumplirse más económicamente y con un ritmo garantizado. Otra ventaja nada despreciable del empleo de traves presforzadas es la mayor rapidez que puede alcanzarse en la construcción, al realizar simultáneamente las operaciones de fabricación de traves e hincado de pilotes.

La protección contra la corrosión de los cables de pretensado se consigue mediante una lechada de cemento dentro de los cables tensados que los protege y crea la adherencia que ha de permitir, después, el trabajo conjunto de ambos materiales, como en el concreto armado.

Esta alternativa ofrece indudables ventajas de economía y de rapidez constructiva, además la posibilidad de repetir gran número de veces el uso de los moldes representa una ventaja económica y una mejor calidad de acabados.

La elevada humedad ambiental en la zona del puente elimina totalmente la superestructura "*Losa de concreto reforzado sobre dos traves de acero*", por el fenómeno de corrosión, además la operación de soldadura de las grandes almas resulta difícil de realizar con la mano de obra local. La elevada resistencia, tanto a tensión como a compresión del acero estructural, no compensa los sobrecostos inherentes a la necesidad de una conservación más frecuente y costosa en este caso.

2-5 SELECCION DE LA ALTERNATIVA MAS CONVENIENTE

Como resultado de todo lo anterior y dada la importancia que en materia de comunicación representa la construcción del puente "Boquiapa" como parte fundamental de los planes de desarrollo de explotación agrícola del Estado de Tabasco y del análisis de los beneficios que se obtienen y las dificultades que deben vencerse para llevar

a cabo cada una de las alternativas, se elige como más ventajosa, por razones de rapidez, economía y calidad, la superestructura sobre traveses prefabricados.

En seguida debe decidirse entre utilizar traveses pretensados o postensados, seleccionando las últimas porque tienen la posibilidad de construirse en las inmediaciones de la obra, en cambio las pretensadas sólo pueden fabricarse en plantas industriales.

Esta alternativa permite elementos de menor espesor, mayor resistencia y ligereza, así como gran facilidad en su montaje, el ahorro de cimbrado y una disminución en el tiempo de ejecución; además de una buena calidad, producto de la prefabricación.

En definitiva, la "superestructura de losa de concreto reforzado sobre cuatro traveses prefabricados", contempla las cuatro premisas de una elección de tipo óptima cumpliendo las funciones: utilitaria, estructural, estética y económica.

Con la construcción del puente "Boquilapa" se permitirá la extracción de la producción de cacao, con lo cual se dará cumplimiento al principal objetivo para el que fue diseñado el camino, con un grado razonable de seguridad bajo las condiciones normales de servicio. El puente presentará además una apariencia estética agradable dando como resultado un importante beneficio en relación a su costo.

ANALISIS Y DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA

3-1 INTRODUCCION

La finalidad primordial de este capítulo es presentar en una forma concisa y práctica el análisis y el diseño de los elementos que componen la superestructura del puente "Boquiapa", partiendo de un conjunto de solicitaciones y acciones a que ha de estar sujeta la estructura bajo las diferentes condiciones de carga, con un grado razonable de seguridad.

Generalidades

Datos básicos de diseño

La superestructura estará formada de una losa de concreto reforzado de 25 m de claro y contará con dos carriles de circulación, la carga móvil de proyecto es del tipo HS-20 de las Normas A.A.S.H.T.O. y estará apoyada sobre cuatro traveses de sección I simplemente apoyadas de concreto postensado, su longitud total será de 25.80 m, con 25 m entre los ejes de los apoyos.

Materiales

Los materiales empleados son los siguientes: Concreto con resistencia de ruptura a la compresión de 250 kg/cm^2 para la losa de concreto reforzado, y 350 kg/cm^2 para las traveses de concreto prefabricado, el acero de refuerzo es de límite elástico $4\,000 \text{ kg/cm}^2$ y el acero de pretensado de resistencia última $19\,000 \text{ kg/cm}^2$ (270 k).

Diseño de la superestructura

La losa se proyectará con un ancho de calzada de 7.2 m y con un ancho total de 8 m, las traveses estarán separadas a 2.25 m entre los centros (Fig.3-1.)

Un análisis preliminar permitió estimar una trabe de sección I tipo IV, diseñada por A.A.S.H.T.O. (Fig.3-2.).

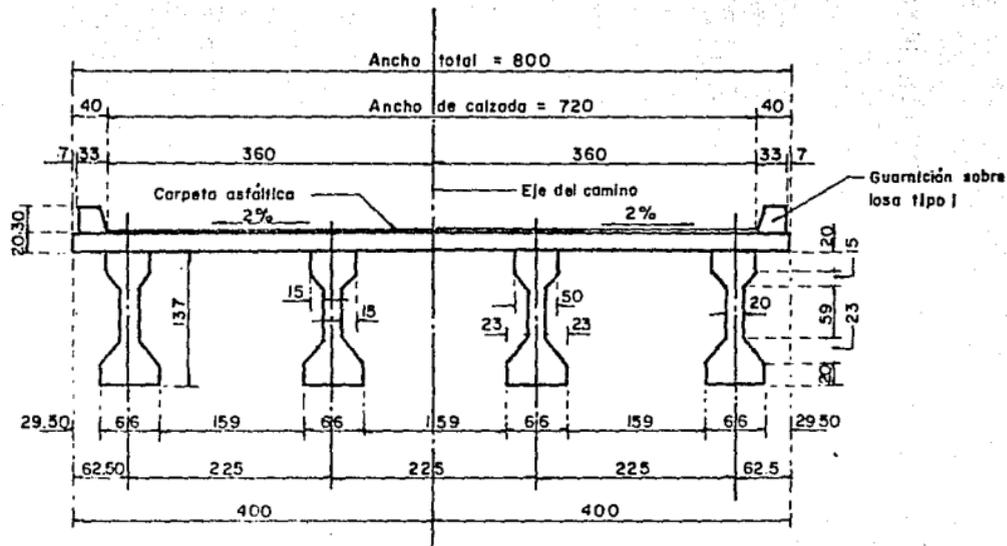


Fig. 3-1 Sección transversal

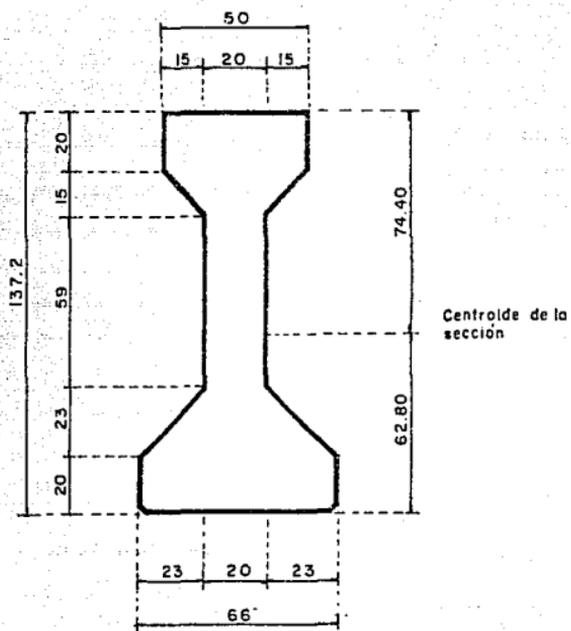


Fig. 3-2 Trabe tipo IV

3-2 PROPIEDADES DE LA SECCION TIPO IV: SECCION SIMPLE

$$A_c = 5\,090 \text{ cm}^2$$

$$I_c = 10.85 \times 10^6 \text{ cm}^4$$

$$Y_s = 74.40 \text{ cm}$$

$$Y_I = 62.80 \text{ cm}$$

$$S_s = 14.58 \times 10^4 \text{ cm}^3$$

$$S_I = 17.28 \times 10^4 \text{ cm}^3$$

Se utilizarán ductos de 6.5 cm de diámetro

Area de un ducto

$$A_d = \frac{\pi d^2}{4} = \frac{(3.14)(6.5^2)}{4} = 33.18 \text{ cm}^2$$

Determinación del centro de gravedad que resulta de suprimir la superficie de los ductos (Fig. 3-3).

- Cálculo de la distancia del eje neutro de la viga a la fibra interior.
- El numerador se obtiene al calcular como momento estático de toda la figura respecto al eje x, menos el momento estático de los ductos.

$$Y_{IS} = \frac{(5090)(62.8) - (33.18)(3.5)(3)}{(5090) - (33.18)(3)} = 63.98 \text{ cm}$$

Distancia del eje neutro de la viga a la fibra superior

$$Y_{SS} = 137.2 - 63.98 = 73.22 \text{ cm}$$

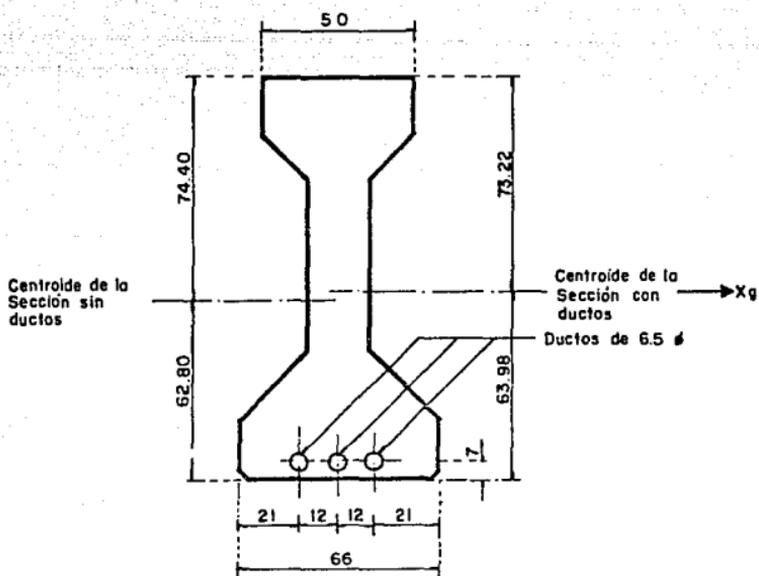


Fig. 3-3 Dimensiones y propiedades de la sección simple

Determinación del momento de inercia

Se calcula primero el momento de inercia de toda la figura respecto a xg , el cual es dato conocido y transfiriendo el resultado al eje xg . Para los ductos de 6.5 cm de diámetro, esta aplicación de los ejes paralelos da

$$I_{xg} = I + Ad^2$$

$$I_{xg} = 10.85 \times 10^6 + 5090 (63.98 - 62.8)^2 = 10.857 \times 10^6 \text{ cm}^4$$

$$I_{xg} = 10.857 \times 10^6 \text{ cm}^4$$

Del mismo modo, para un ducto, el momento de inercia respecto al eje xg se haya calculando el correspondiente al eje horizontal por su centro de gravedad y transfiriendo el resultado al eje xg .

$$I''_{xg} = \frac{\pi d^4}{64} + Ad^2$$

$$I''_{xg} = \frac{3.14 (6.5)^4}{64} + 33.18 (63.98 - 7)^2 = 10.781 \times 10^4 \text{ cm}^4$$

$$I''_{xg} = 10.781 \times 10^4 \text{ cm}^4$$

Por consiguiente, el momento de inercia de la figura está dado por la diferencia entre esos dos valores, esto es

$$I_{cs} = 10.857 \times 10^6 - 3 (10.781 \times 10^4) = 10.533 \times 10^6 \text{ cm}^4$$

$$I_{cs} = 10.533 \times 10^6 \text{ cm}^4$$

Módulos de sección inferior y superior respectivamente

$$S_{is} = \frac{I_{cs}}{Y_{is}} = \frac{10.533 \times 10^6}{63.98} = 16.463 \times 10^4 \text{ cm}^3$$

$$S_{ss} = \frac{I_{cs}}{Y_{ss}} = \frac{10.533 \times 10^6}{73.22} = 14.385 \times 10^4 \text{ cm}^3$$

PROPIEDADES DE LA SECCION COMPUESTA

Ancho efectivo del patín

$$1.- b = \frac{\text{claro}}{4} = \frac{2\,500}{4} = 625 \text{ cm}$$

$$2. \text{ Separación entre las vigas} = 225 \text{ cm}$$

$$3. 12 hf + bv = 12 (20) + 50.8 = 290 \text{ cm}$$

∴ El ancho efectivo es de 225 cm

Módulos de elasticidad de la viga y de la losa respectivamente:

$$E = 15\,253 \sqrt{f'c} = 15\,253 \sqrt{350} = 285\,000 \text{ kg/cm}^2$$

$$E = 15\,253 \sqrt{f'c} = 15\,253 \sqrt{250} = 241\,000 \text{ kg/cm}^2$$

Relación de módulos de elasticidad

$$n = \frac{E_{\text{viga}}}{E_{\text{losa}}} = \frac{285}{241} = 1.18$$

$$b_{\text{real}} = \frac{b}{n} = \frac{225}{1.18} = 190 \text{ cm}$$

∴ el ancho real es de 190 cm

Momento de inercia

Tabla 3-1 Cálculo de las propiedades de la sección

Figura	Area (cm ²)	Yi (cm)	AY (cm ³)	Ȳ (cm)	AY ² (cm ⁴)	I _o (cm ⁴)
1	4 990	63.98	319 260.20	35.52	6.296 x 10 ⁶	10.533 x 10 ⁸
2	3 800	147.20	559 360.0	47.70	8.646 x 10 ⁶	0.127 x 10 ⁸
Suma	8 790		878 620.0		14.942 x 10 ⁶	10.66 x 10 ⁸

Por el teorema de los ejes paralelos

$$I_{cc} = \Sigma I_o + \Sigma AY^2 = (14.942 + 10.66) \times 10^8 = 25.602 \times 10^8 \text{ cm}^4$$

Centros de gravedad

- Distancia del eje neutro a la fibra inferior de la viga

$$Y_{ic} = \frac{\Sigma AY}{\Sigma A} = \frac{878\ 620.20}{8\ 790} = 99.96 \text{ cm}$$

- Distancia del eje neutro a la fibra superior de la viga

$$Y_{sc} = 137.20 - 99.96 = 37.24 \text{ cm}$$

- Distancia del eje neutro a la fibra superior de la losa

$$Y'_{sc} = 37.24 + 20 = 57.24 \text{ cm}$$

Módulos de sección de la sección compuesta para la fibra inferior de la viga, fibra superior de la viga y fibra superior de la losa respectivamente

$$S_{ic} = \frac{I_{cc}}{Y_{ic}} = \frac{25.602 \times 10^8}{99.96} = 25.612 \times 10^4 \text{ cm}^3$$

$$S_{sc} = \frac{I_{cc}}{Y_{sc}} = \frac{25.602 \times 10^8}{37.24} = 68.749 \times 10^4 \text{ cm}^3$$

$$S'_{sc} = \frac{I_{cc}}{Y'_{sc}} = \frac{25.602 \times 10^8}{57.24} = 44.727 \times 10^4 \text{ cm}^3$$

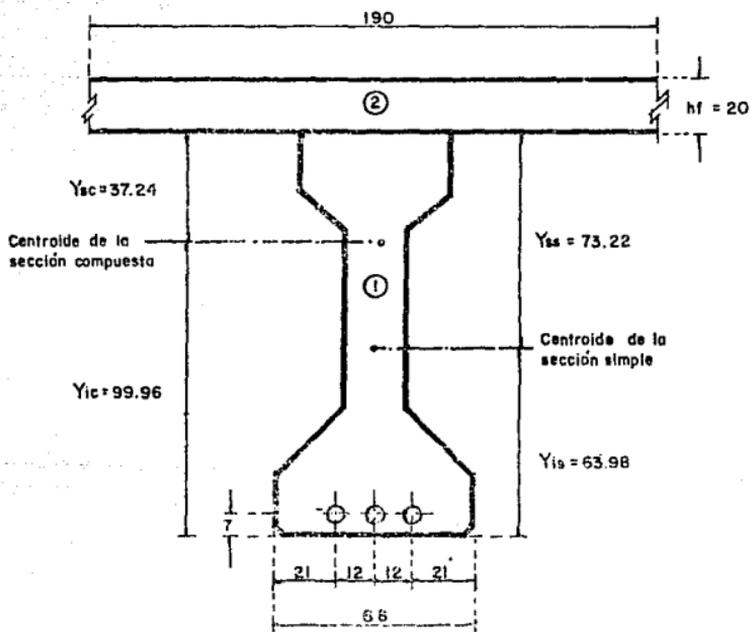


Fig. 3-4 Dimensiones y propiedades de la sección compuesta

3-3 ACCIONES INTERNAS

Las principales solicitaciones o acciones a las que está sujeta una trabe son:

Peso propio de la trabe

$$A \text{ trabe} = 5090 \text{ cm}^2 = 0.5090 \text{ m}^2$$

$$W_o = (2.410) (0.5090) = 1.23 \text{ ton/m}$$

Area de influencia (Fig.3-5)

$$A = \frac{(25)(1)}{2} = 12.5 \text{ m}$$

$$V_o = W_o A = (1.23) (12.50) = 15.375 \text{ ton}$$

– Momento flexionante en el centro del claro

Ordenada máxima

$$\frac{L}{4} = \frac{25}{4} = 6.25$$

Area de influencia (Fig.3-6)

$$A = \frac{(25)(6.25)}{2} = 78.125 \text{ m}^2$$

$$M_o = W_o A = (1.23) (78.125) = 96.09 \text{ ton-m}$$

Peso de la losa de piso

Area de la losa, de centro a centro de las trabes = (0.20) (2.25) = 0.45 m²

$$W_{dp} = (2.410) (0.45) = 1.08 \text{ ton/m}$$

$$V_{dp} = W_{dp} A = (1.08) (12.5) = 13.50 \text{ ton}$$

$$M_{dp} = W_{dp} A = (1.08) (78.125) = 84.375 \text{ ton-m}$$

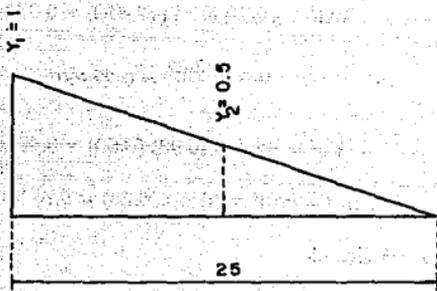


Fig. 3-5 Línea de influencia de reacción en el apoyo A

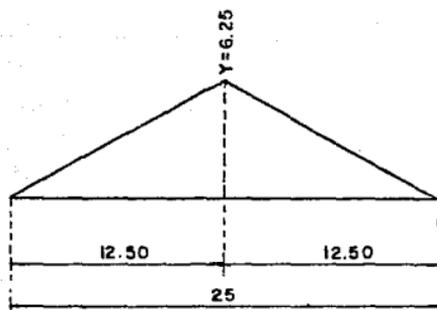


Fig. 3-6 Líneas de influencia del momento flexionante en el centro del claro

Peso del diafragma centralÁrea del diafragma = 7.62 m²

Espesor = 0.20 m

$$Wdf = (0.20) (7.62) (2.410) = 3.67 \text{ ton}$$

$$Pdf = \frac{3.67}{4} = 0.92 \text{ ton}$$

$$Vdf = PdfY = (0.92) (0.50) = 0.46 \text{ ton}$$

$$Mdf = PdfY = (0.92) (6.25) = 5.75 \text{ ton-m}$$

Carga muerta adicional

Guarnición sobre losa tipo 1 = 0.44 ton

Asfalto = (0.10) (2.25) (2.20) = 0.50 ton/m

 $\therefore Wcma = 0.94 \text{ ton/m}$ $Vcma = WcmaA = (0.94) (12.50) = 11.75 \text{ ton}$ $Mcma = WcmaA = (0.94) (78.125) = 73.44 \text{ ton-m}$ **Factor de impacto**

El impacto se toma como una carga adicional y está en función de la longitud del claro.

El impacto en los puentes carreteros está dado por la fórmula

$$I = \frac{15.24}{L + 38} = \frac{15.24}{25 + 38} = 0.24$$

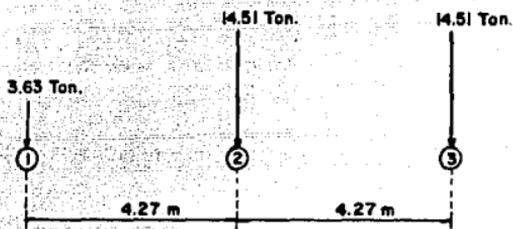


Fig. 3-7 Carga viva HS-20

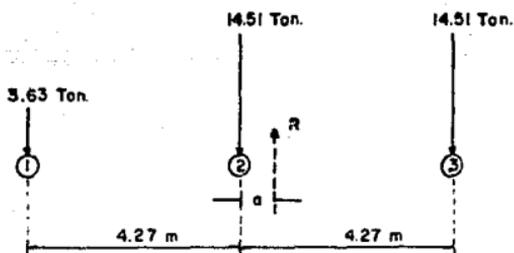


Fig. 3-8 Posición de la resultante de las tres cargas

Factor de distribución

La proporción de carga por carril soportada por una viga interior se define como sigue

$$Fd = \frac{S}{1.676}$$

Donde S = Es la separación entre vigas centro a centro

$$Fd = \frac{2.25}{1.676} = 1.34$$

Carga viva

Momento máximo *maximorum* para una viga simplemente apoyada de 25 m de claro para una carga viva HS-20.

Tomando momentos estáticos respecto a la rueda 2 (Fig. 3-8)

$$\Sigma M_2 = -3.63 (4.27) + 14.51 (4.27) - R (a) = 0$$

$$R = 3.63 + 14.51 + 14.51 = 32.65 \text{ ton}$$

$$a = \frac{46.458}{R} = \frac{46.458}{32.65} = 1.423 \text{ m}$$

El momento máximo *maximorum* en una viga libremente apoyada debido a un tren de cargas, se produce bajo la carga que provoque mayor momento en el centro de la viga equidistante de esta carga y de la resultante del tren de cargas.

Posición de la rueda 2 para producir el momento máximo *maximorum*

La posición de la rueda 2 debe ser tal que la distancia entre esta carga y la resultante quede bisectada por el centro de la viga (Fig.3-9).

$$X = \frac{L}{2} - \frac{a}{2}$$

$$X = \frac{25}{2} - \frac{1.423}{2} = 11.789 \text{ m}$$

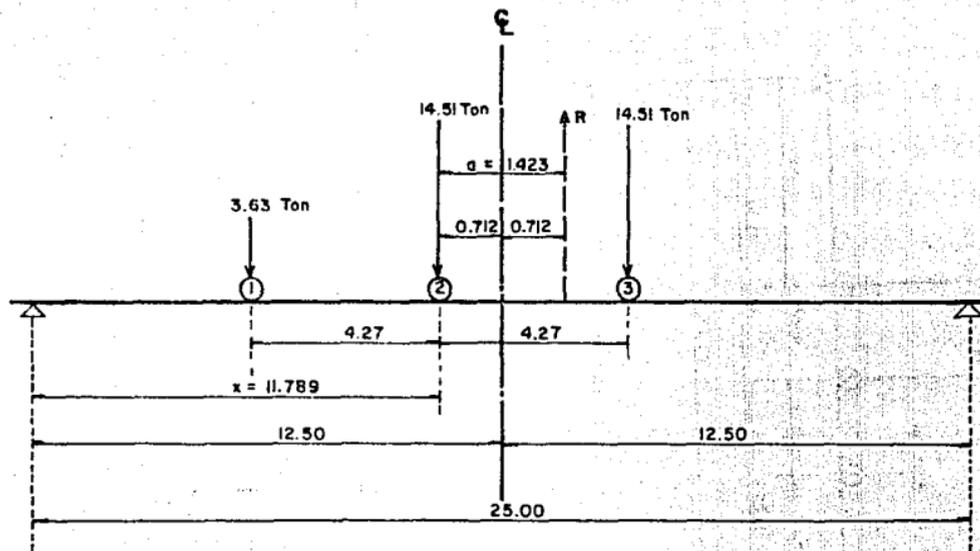


Fig. 3-9 Posición de la rueda 2 para producir el momento máximo máximo

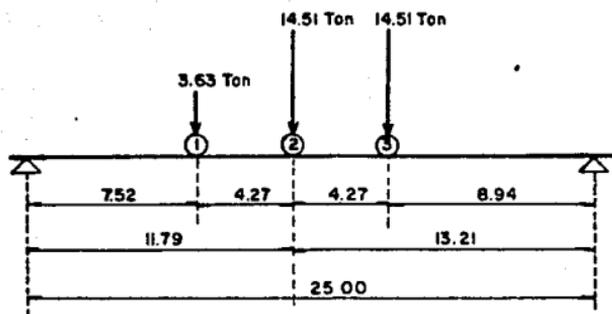


Fig. 3-10 Posición de las ruedas (Momento máximo)

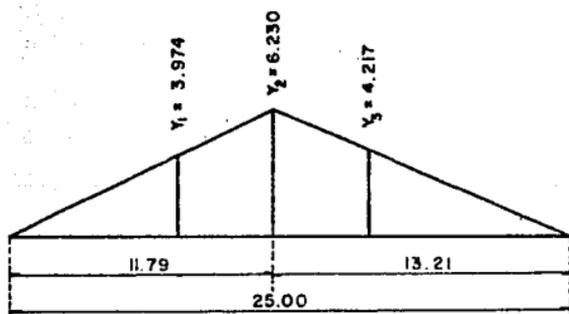


Fig. 3-11 Línea de influencia del momento máximo

Ordenadas de la línea de influencia (Fig. 3-11)

$$b = 11.79$$

$$c = 13.21$$

$$Y_2 = \frac{bc}{L} = \frac{(11.79)(13.21)}{25} = 6.230$$

Por triángulos semejantes

$$Y_1 = \frac{(6.23)(7.52)}{11.79} = 3.974$$

$$Y_3 = \frac{(6.23)(8.94)}{13.21} = 4.217$$

Momento máximo *maximorum*

$$M = P_1 Y_1 + P_2 Y_2 + P_3 Y_3$$

$$M = 3.63 (3.974) + 14.51 (6.230) + 14.51 (4.217)$$

$$M = 166.012 \text{ ton-m}$$

Del apéndice A de A.A.S.H.T.O.

$$M = 166.014 = 166.012 \text{ ton-m}$$

$$\therefore M_{cv} = 166.014 \text{ ton-m}$$

Momento de diseño

$$M = (166.014) (1/2 \text{ para la carga de las ruedas}) (1.24 \text{ para impacto}) (1.34 \text{ para distribución})$$

$$M_{cv} + I = 137.92 \text{ ton-m}$$

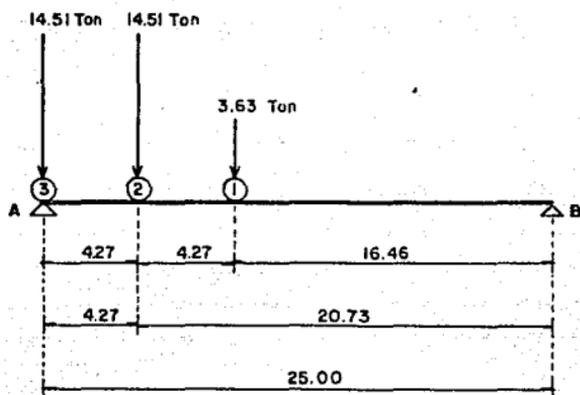


Fig. 3-12 Posición de las ruedas que producen la reacción máxima en el apoyo A

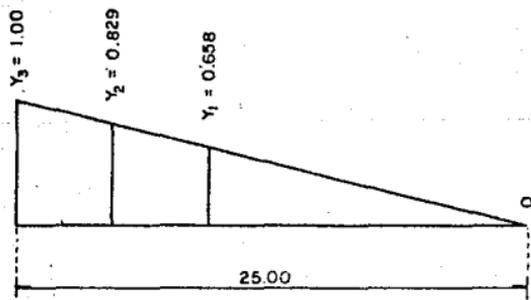


Fig. 3-13 Línea de influencia de reacción máxima en el apoyo A

Reacción máxima en la viga simplemente apoyada producida por la carga viva HS-20 (Fig. 3-12)

Ordenadas de la línea de influencia de reacción en el apoyo A (Fig. 3-13).

$$Y_3 = 1.0$$

Por triángulos semejantes

$$Y_2 = \frac{(1)(20.73)}{25} = 0.829$$

$$Y_1 = \frac{(1)(16.46)}{25} = 0.658$$

Reacción máxima en el apoyo A

$$R \text{ max} = P_1 Y_1 + P_2 Y_2 + P_3 Y_3$$

$$R \text{ max} = 3.63 (0.658) + 14.51 (0.829) + 14.51 (1)$$

$$R \text{ max} = 28.93 \text{ ton}$$

Del apéndice A de A.A.S.H.T.O. la reacción máxima para un claro de 25 m es de 28.93 ton = 28.93 ton.

$$\therefore V_A = R \text{ max } A = 28.93 \text{ ton}$$

Cortante de diseño en el apoyo A.

$$V = (28.93) (1/2 \text{ para la carga de las ruedas}) (1.24 \text{ para impacto}) (1.34 \text{ para distribución}).$$

$$V_{cv} = 24.0 \text{ ton.}$$

Del análisis del momento máximo *maximorum* se concluye que el momento máximo por carga viva no se produce en el centro del claro, pero para fines de diseño se puede suponer que aparece ahí.

3-4 ANALISIS A FLEXION

El análisis a flexión se realiza para las diferentes condiciones de carga y los diversos efectos que se generan en la viga debido a sus propiedades geométricas.

Tabla 3-2 Esfuerzos de trabajo como sección simple

Módulos de sección			
$S_{ss} = 14.385 \times 10^4 \text{ cm}^3$		$S_{ls} = 16.463 \times 10^4 \text{ cm}^3$	
Carga	$M \text{ (kg - cm} \times 10^5)$	$f_s \text{ (kg/cm}^2)$	$f_l \text{ (kg/cm}^2)$
Peso propio	96.09	68.80	-58.37
Losa	84.375	58.65	-51.25
Diafragma	5.750	4.0	-3.49

Tabla 3-3 Esfuerzos de trabajo como sección compuesta

Módulos de sección			
$S_{cs} = 68.749 \times 10^4 \text{ cm}^3$		$S_{lc} = 25.612 \times 10^4 \text{ cm}^3$	
Carga	$M \text{ (kg - cm} \times 10^5)$	$f_s \text{ (kg/cm}^2)$	$f_l \text{ (kg/cm}^2)$
Cm. Adicional	73.44	10.68	-28.67
Cv	137.92	20.06	-53.85

Número requerido de torones de 12.7 mm de diámetro

$$f_l = P \cdot \left(\frac{1}{A_c} + \frac{e}{S_l} \right) - \frac{M_o}{S_{ls}} - \frac{M_{dp}}{S_{ls}} - \frac{M_{df}}{S_{ls}} - \frac{M_{cma}}{S_{lc}} - \frac{M_{cv}}{S_{lc}}$$

$$\text{Si } f_l = 0$$

Fuerza efectiva de presfuerzo (P_e)

$$P_e = \frac{1}{\frac{1}{A_c} + \frac{e}{S_l}} \left[\frac{M_o}{S_{ls}} + \frac{M_{dp}}{S_{ls}} + \frac{M_{df}}{S_{ls}} + \frac{M_{cma}}{S_{lc}} + \frac{M_{cv}}{S_{lc}} \right]$$

$$P_s = \frac{1}{\frac{1}{4990} + \frac{56.98}{16.463 \times 10^4}} [58.37 + 51.25 + 3.49 + 28.67 + 53.85]$$

$$P_s = 357\,962.17 \text{ kg}$$

Pérdida de presfuerzo 22%, sujeta al tiempo que es consecuencia de la contracción y de la fluencia del concreto, y del relajamiento del acero

Fuerza Inicial de presfuerzo (P_i)

$$P_i = \frac{P_s}{0.78} = \frac{357\,962.17}{0.78} = 458\,926.0 \text{ kg}$$

Esfuerzo temporal en el acero de presfuerzo al momento de la transferencia

$$f_{pi} = 0.7 f_{pu} = 0.7 (19\,000) = 13\,300 \text{ kg/cm}^2$$

Area del acero de presfuerzo

$$A_p = \frac{P_i}{f_{pi}} = \frac{458\,926}{13\,300} = 34.50 \text{ cm}^2$$

Número requerido de torones de 12.70 mm

$$N = \frac{34.50}{0.99} = 34.8 = 35 \text{ torones}$$

El cálculo inicialmente se realizó con 35 torones en una sola etapa de tensado, obteniéndose esfuerzos de servicio temporales anteriores a las pérdidas, mayores a los admisibles en el concreto para elementos postensados, por lo cual se utilizarán 2 cables de 12 torones 1/2" ϕ en una primera etapa de tensado para la trabe sola y 1 cable de 11 torones 1/2" ϕ en una segunda etapa de tensado para la sección compuesta.

Primer presfuerzo

Esfuerzos temporales anteriores a las pérdidas por escurrimiento plástico y por contracción.

$$A_p = (2) (12) (0.99) = 23.76 \text{ cm}^2$$

$$f_{pi} A_p = (13\,300) (23.76) = 316\,008 \text{ kg}$$

$$f_s = P_i \left(\frac{1}{A_c} - \frac{e}{S_{ss}} \right) = 316\,008 \left(\frac{1}{4\,990} - \frac{56.98}{14.385 \times 10^4} \right) = -62.0 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_i = P_i \left(\frac{1}{A_c} + \frac{e}{S_{is}} \right) = 316\,008 \left(\frac{1}{4\,990} + \frac{56.98}{16.463 \times 10^4} \right) = 173.0 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzos admisibles en el concreto (A.A.S.H.T.O.)

$$\text{Elementos postensados} = 0.55 f'_c$$

$$(0.55) (350) = 192.50 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = \frac{M_o}{S_{ss}} + P_i \left(\frac{1}{A_c} - \frac{e}{S_{ss}} \right) = 66.80 - 62 = 5 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_i = \frac{M_o}{S_{is}} + P_i \left(\frac{1}{A_c} + \frac{e}{S_{is}} \right) = -58.37 + 173 = 115 < 192.50 \text{ kg/cm}^2$$

Los esfuerzos calculados en la transferencia son satisfactorios.

Esfuerzos del concreto después de las pérdidas.

$$f_s = (-62) (0.78) = -48.36 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_i = (173) (0.78) = 134.94 \text{ kg/cm}^2$$

Segundo presfuerzo (sección compuesta)

Esfuerzo en el acero de presfuerzo debido a la fuerza efectiva de presfuerzo. Se utiliza un cable de 11 torones $1/2'' \phi$

$$f_{p_s} = 0.78 f_{pi} = (0.78) (13\ 300) = 10\ 374 \text{ kg/cm}^2$$

Area de presfuerzo

$$A_p = (11) (0.99) = 10.89 \text{ cm}^2$$

Fuerza efectiva de presfuerzo

$$P_s = A_p f_{p_s} = (10.89) (10\ 374) = 112\ 972.86 \text{ kg}$$

$$e = 99.96 - 7 = 92.96 \text{ cm}$$

$$f_s = P_s \left(\frac{1}{A_c} - \frac{e}{S_{sc}} \right) = 112\ 972.86 \left(\frac{1}{4\ 990} - \frac{92.96}{68.749 \times 10^4} \right) = 7.36 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_l = P_s \left(\frac{1}{A_c} + \frac{e}{S_{ic}} \right) = 112\ 972.86 \left(\frac{1}{4\ 990} + \frac{92.96}{25.612 \times 10^4} \right) = 63.64 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'_s = P_s \left(\frac{1}{A_c} - \frac{e}{S'_{sc}} \right) = 112\ 972.86 \left(\frac{1}{4\ 990} - \frac{92.96}{44.727 \times 10^4} \right) = -0.84 \text{ kg/cm}^2$$

Tabla 3-4 Esfuerzos de servicio

Carga	fs (kg/cm ²)		fl (kg/cm ²)	
	Parcial	Acumulada	Parcial	Acumulada
Peso propio	66.80	66.80	- 58.37	- 58.37
Primer presfuerzo	- 48.36	18.44	134.94	76.57
Losa	58.65	77.09	- 51.25	25.32
Diafragma	4.0	81.09	- 3.49	21.83
Segundo presfuerzo	7.36	88.45	63.64	85.47
Cm. Adicional	10.68	99.13	- 28.67	56.80
Cv	20.06	119.19	- 53.85	2.95

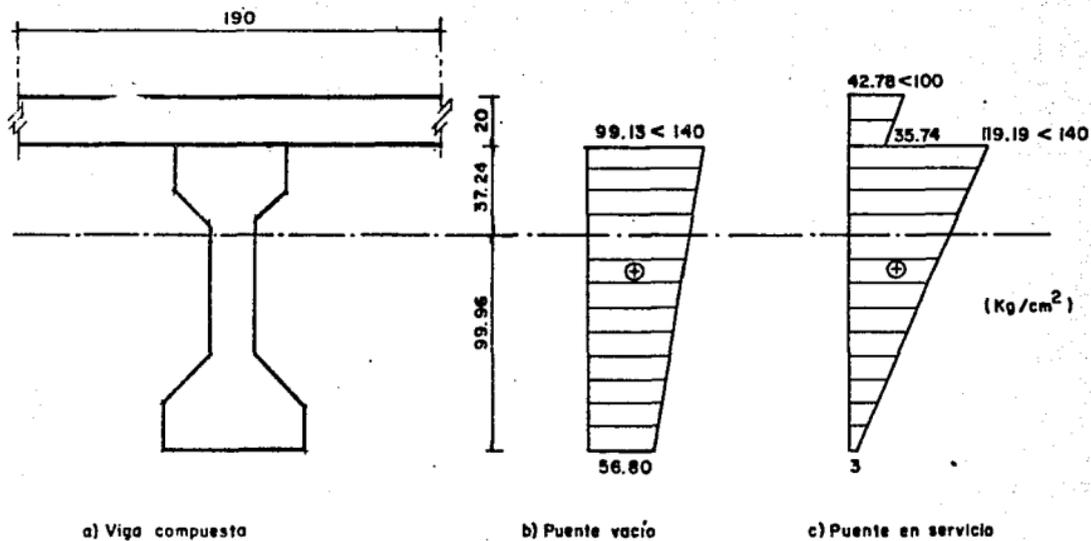


Fig. 3-14 Diagramas de distribución de esfuerzos después de las pérdidas

Esfuerzos permisibles en el concreto para cargas de servicio posteriores a las pérdidas.

$$\text{Compresión} \quad 0.4 f'c = (0.40) (350) = 140 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Tensión} \quad 1.6 \sqrt{f'c} = 1.6 \sqrt{350} = 30 \text{ kg/cm}^2$$

Los esfuerzos en la fibra superior e inferior son como se esperaban al escoger los 35 torones de 12.7 mm de diámetro. La compresión en la fibra superior está dentro de lo admisible.

ESFUERZOS DE SERVICIO DE LA LOSA

Esfuerzos debidos al segundo presfuerzo

Los módulos de sección se multiplicaran por $n = 1.18$, porque el área de concreto de la losa se redujo al dividirla entre "n".

$$f_s = P_s \left(\frac{1}{A_c} - \frac{e}{S'_{scn}} \right) = 112\,972.9 \left(\frac{1}{4\,990} - \frac{92.96}{44.727 \times 10^4 \times 1.18} \right) = 2.74 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_i = P_s \left(\frac{1}{A_c} - \frac{e}{S_{scn}} \right) = 112\,972.9 \left(\frac{1}{4\,990} - \frac{92.96}{68.749 \times 10^4 \times 1.18} \right) = 9.69 \text{ kg/cm}^2$$

Tabla 3-5 Esfuerzos de trabajo

Módulos de sección			
$S'_{sc} = 44.727 \times 10^4 \times 1.18 \text{ cm}^3$		$S_{sc} = 68.749 \times 10^4 \times 1.18 \text{ cm}^3$	
Carga	M (kg - cm x 10 ⁵)	f's (kg/cm ²)	f'i (kg/cm ²)
Cm. Adicional	73.44	13.91	9.05
Cv	137.92	26.13	17.00

Esfuerzo admisible

$$\text{Compresión} = 0.4 f'c = (0.40) (250) = 100 \text{ kg/cm}^2$$

Carga	fs (kg/cm ²)		fi (kg/cm ²)	
	Parcial	Acumulado	Parcial	Acumulado
Segundo presfuerzo	2.74	2.74	9.69	9.69
Cm. Adicional	13.91	16.65	9.05	18.74
Cv	26.13	42.78	17.00	35.74

PERDIDAS DE PRESFUERZO

Por contracción de fraguado

$$C_c = 350 \text{ kg/cm}^2 = 3.5 \text{ kg/mm}^2$$

Por deformación elástica del concreto

Elementos postensados

$$AE = \frac{E_s}{E_c} F_{cr}$$

Donde E_s = Módulo de elasticidad del acero de presfuerzo

E_c = Módulo de elasticidad del concreto

F_{cr} = Esfuerzo del concreto en el centro de gravedad del acero de presfuerzo debido a la fuerza presforzante y carga muerta de la viga inmediatamente después de la transferencia

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{1.90 \times 10^6}{285\,000} = 7$$

$$AE = 7 F_{cr}$$

Por triángulos semejantes

$$F_{cr} = \frac{(115 - 5)(137.20 - 7)}{137.2} + 5 = 109.39 \text{ kg/cm}^2$$

$$AE = 7 (109.39) = 765.73 \text{ kg/cm}^2$$

$$AE = 7.66 \text{ kg/mm}^2$$

Por escurrimiento plástico del concreto

$$C_{Rc} = 16 F_{cd}$$

Donde F_{cd} = Esfuerzo de compresión del concreto en el centro de gravedad del acero de presfuerzo bajo carga muerta total

Por triángulos semejantes

$$F_{cd} = \frac{7(99.13 - 56.80)}{137.20} + 56.80 = 58.96 \text{ kg/cm}^2$$

$$CRc = 16(58.96) = 943.36 \text{ kg/cm}^2$$

$$CRc = 9.43 \text{ kg/mm}^2$$

Por contracción del acero de presfuerzo

$$CRsp = 1400 - 0.125(0.8 Cc + 0.5 AE + CRc)$$

$$CRsp = 1400 - 0.125(0.8 \times 350 + 0.5 \times 765.73 + 943.36)$$

$$CRsp = 11.99 \text{ kg/mm}^2$$

Pérdidas totales por postensado

$$\Delta fs = 0.8 Cc + 0.5 AE + CRc + CRsp$$

$$\Delta fs = (0.8)(3.50) + (0.5)(7.66) + 9.43 + 11.99$$

$$\Delta fs = 28.05 \text{ kg/mm}^2$$

Esfuerzo permanente en el centro del claro

$$f_{p_0} = (19\,000)(0.7)(0.78) = 10\,374 \text{ kg/cm}^2$$

$$= 103.74 \text{ kg/mm}^2$$

Esfuerzo inicial al centro del claro

$$103.74 + 28.05 = 131.80 \text{ kg/mm}^2$$

$$\text{Porcentaje de pérdidas} = \left(1 - \frac{103.74}{131.80}\right) \times 100 = 21\%$$

$$21\% < 22\% \text{ supuesto}$$

RESISTENCIA A FLEXION – MOMENTO ULTIMO

Determinación en el acero de presfuerzo en la resistencia nominal a flexión (f_{ps})

$$\frac{f_{p_s}}{f_{pu}} = \frac{10\,374}{19\,000} = 0.55 > 0.50$$

De la anterior restricción A.A.S.H.T.O. propone utilizar:

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - \frac{ppf_{pu}}{2f'c} \right)$$

Como se observa no fue necesario utilizar el método de compatibilidad de la deformación.

Porcentaje del presfuerzo

$$A_p = 34.65 \text{ cm}^2$$

$$pp = \frac{A_p}{bd} = \frac{34.65}{(225)(150.20)} = 0.001025$$

$$f_{ps} = 19\,000 \left[1 - \frac{(0.001025)(19\,000)}{(2)(350)} \right] = 18\,471 \text{ kg/cm}^2$$

Profundidad del bloque de esfuerzo a compresión

$$a = \frac{ppf_{ps}d}{0.85f'c} = \frac{(0.001025)(18\,471)(150.20)}{(0.85)(350)}$$

$$a = 9.6 < hf = 20 \text{ cm}$$

La sección se analizará como viga rectangular

$$A_p f_{ps} / b d f'c = \frac{(34.65)(18\,471)}{(225)(150.20)(350)} = 0.054 < 0.30$$

La viga es subreforzada

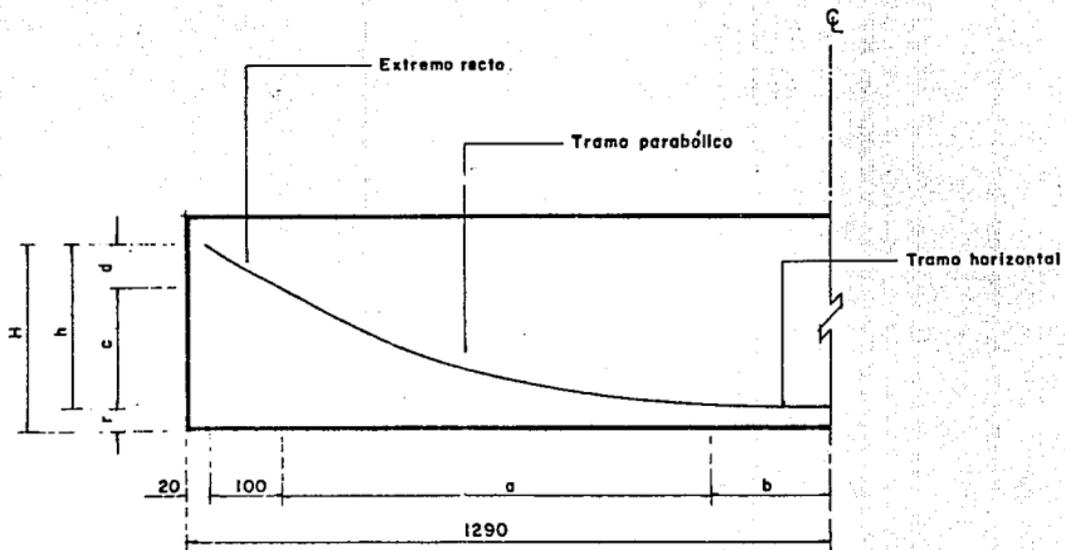


Fig. 3-16 Trayectoria de los cables

Momento resistente nominal

$$Mn = Ap f_{ps} \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$Mn = (34.65) (18 471) \left(150.20 - \frac{9.6}{2} \right) = 93' 058, 930 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$Mn = 930.60 \text{ ton} - \text{m}$$

Momento último de diseño

Carga máxima de proyecto

$$Mu = \frac{1.3}{\phi} (M_{cm} + \frac{5}{3} M_{cv})$$

$$Mu = \frac{1.3}{\phi} (M_o + M_{dp} + M_{df} + M_{cma} + \frac{5}{3} M_{cv})$$

$$Mu = \frac{1.3}{0.95} (96.09 + 84.375 + 5.750 + 73.440 + \frac{5}{3} \times 137.92)$$

$$Mu = 670 \text{ ton} - \text{m}$$

$$Mn = 930.60 \text{ ton} - \text{m} > Mu = 670 \text{ ton} - \text{m} \text{ correcto}$$

3-5 RESISTENCIA AL CORTANTE, REFUERZO DEL ALMA

Cortante en el alma

A.A.S.H.T.O. Toma en cuenta

$$Vu = \frac{1.3}{\phi} (v_{cm} + \frac{5}{3} V_{cm})$$

$$Vu = \frac{1.3}{\phi} (V_o + V_{dp} + V_{df} + V_{cma} + \frac{5}{3} V_{cv})$$

$$Vu = \frac{1.3}{0.90} (15.38 + 13.50 + 0.46 + 11.75 + \frac{5}{3} \times 24.0)$$

$$Vu = 117.13 \text{ ton} = 117 130 \text{ kg}$$

Cortante que soporta el concreto

$$jd = \left(d - \frac{a}{2}\right) = \left(150.20 - \frac{9.6}{2}\right) = 145.40$$

$$V_c = 0.06 f'c bwjd \leq 12.7 bwjd$$

$$V_c = (0.06) (350) (20) (145.40) \leq (12.7) (20) (145.40)$$

$$V_c = 61\,068 \leq 36\,932 \text{ kg}$$

$$\therefore V_c = 36\,932 \text{ kg}$$

Usando E - 2R No. 3

$$A_v = (2) (0.71) = 1.42 \text{ cm}^2$$

Separación requerida de los estribos

$$S = \frac{2A_v f_y j d}{V_u - V_c}$$

$$S = \frac{(2) (1.42) (4\,000) (145.40)}{117\,130 - 36\,932} = 20 \text{ cm}$$

$$S_{\max} = \frac{A_v f_y}{7.03 bw} = \frac{(1.42) (4\,000)}{(7.03) (20)} = 40 \text{ cm}$$

$$S_{\max} = \frac{3h}{4} = \frac{(3) (137.2 + 20)}{4} = 117 \text{ cm}$$

Se usarán E No. 3 @ 20 cm de eje a eje para la longitud total del puente

Cortante horizontal

Momento estático

$$Q = (\text{Area transformada de la losa}) (Y' - hf/2)$$

$$Q = (225) (20) (57.24 - 20/2) = 212\,580 \text{ cm}^3$$

$$v_u = \frac{V_u Q}{I_b} = \frac{(117\,130) (212\,580)}{(25.602 \times 10^8) (50)} = 19.45 \text{ kg/cm}^2$$

$$19.45 < 21.1 \text{ kg/cm}^2$$

Todo el refuerzo del alma se prolongará dentro de la losa de piso colada en el lugar, a fin de satisfacer los requisitos para los amarres verticales, y la superficie de contacto de las vigas presforzadas deberá estar limpia e intencionalmente rugosa. Además deberá colocarse acero de refuerzo por armado y temperatura (Fig. 3-15).

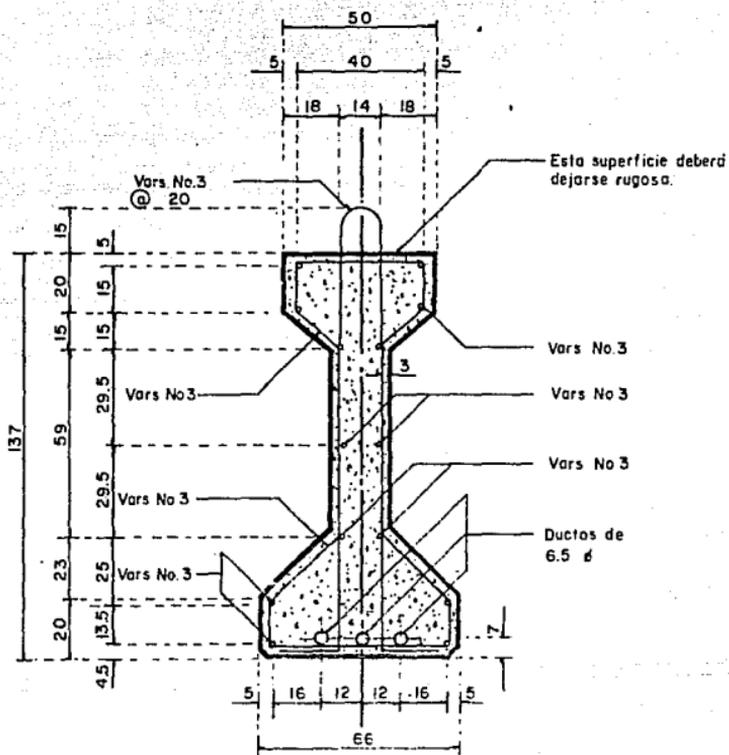


Fig. 3-15 Refuerzo del alma

3-6 COORDENADAS, LONGITUD Y DIAGRAMAS DE LOS CABLES. COORDENADAS DE LOS CABLES

Sistema de cableado

La trayectoria de los cables es parabólica para facilitar la compensación entre el momento de presfuerzo y el momento de las cargas de servicio.

El cable 1 está compuesto por 11 torones de 7 mm de diámetro y su salida se encuentra en el patín superior de la viga, los cables 2 y 3 están compuestos de 12 torones de 7 mm de diámetro; se cruzaran para mayor eficiencia del presfuerzo y llegan a los extremos de la viga.

Coordenadas del cable 1

El cable es simétrico respecto al centro del claro

$$H = 125 \text{ cm}; r = 7 \text{ cm}$$

$$h = 118 \text{ cm}; a_1 = 700 \text{ cm}$$

$$b_1 = 320 \text{ cm}$$

$$\tan \Theta_1 = \frac{H-r}{\frac{a}{2} + 100} \quad (1)$$

$$\tan \Theta_1 = \frac{125-7}{\frac{700}{2} + 100} = 0.26222$$

$$\therefore \alpha_1 = 0.26222$$

$$\Theta_1 = \text{Ang} \tan 0.26222 = 14^\circ 41'$$

$$L = a + b + 100$$

$$L = 700 + 320 + 100 = 1120 \text{ cm}$$

$$c = h - 100 \tan \Theta \quad (2)$$

$$c = 118 - 100 \tan 14^\circ 41' = 91.78 \text{ cm}$$

Ordenadas

$$Y(x) = \left(\frac{x-b}{a}\right)^2 c + r \quad (3)$$

x [cm]	415	515	665	815	915	1 020
y (x) [cm]	8.70	14.10	29.30	52.90	73.30	98.00

$$Y(L) = H = C + 100 \tan \Theta + r \quad (4)$$

$$Y(1\ 200) = 91.78 + 26.22 + 7 = 125 \text{ cm}$$

Coordenadas del cable 2

Las coordenadas del lado izquierdo del cable 2 son iguales a las del cable 3 del lado derecho.

$$H = 117 \text{ cm}; r = 7 \text{ cm}; h = 110 \text{ cm}; b = 350 \text{ cm}; a = 820 \text{ cm}$$

Sustituyendo en la ecuación 1

$$\tan \Theta_2 = \frac{117 - 7}{\frac{820}{2} + 100} = 0.2157$$

$$\therefore \alpha_2 = 0.2157$$

$$\Theta_2 = 12^\circ 10'$$

$$L = 350 + 820 + 100 = 1\ 270 \text{ cm}$$

Ecuación 2

$$C = 110 - 100 \tan 12^\circ 10' = 88.43$$

x [cm]	415	515	665	815	915	1 020	1 120	1 170
y (x) [cm]	7.50	10.60	20.00	35.40	49.0	66.0	85.0	95.40

Ecuación 4

$$Y(1270) = 88.43 + 21.57 + 7 = 117$$

Coordenadas del cable 3

Las coordenadas del lado izquierdo del cable 3 son iguales a las del cable 2 del lado derecho.

$$H = 73 \text{ cm}; r = 7 \text{ cm}; h = 66 \text{ cm}; b = 350 \text{ cm}; a = 820 \text{ cm}$$

Ecuación 1

$$\tan \Theta_3 = \frac{73-7}{\frac{820}{2} + 100} = 0.1294 \therefore \alpha_3 = 0.1294$$

$$\Theta_3 = 7^\circ 22'$$

$$L = 350 + 820 + 100 = 1\,270 \text{ cm}$$

Ecuación 2

$$c = 66 - 100 \tan 7^\circ 22' = 53.06 \text{ cm}$$

x [cm]	415	515	665	815	915	1 020	1 120	1 170
Y (x) [cm]	7.30	9.10	14.80	24.10	32.20	42.40	53.80	60.10

Ecuación 4

$$Y(1\,270) = 53.06 + 12.94 + 7 = 73 \text{ cm}$$

Tabla 3-7 Datos del análisis

LITERALES								
CABLE	a ₁	b ₁	b ₂	a ₂	h ₁	h ₂	θ ₁	θ ₂
1	700	320	320	700	125	125	14° 41'	14° 41'
2	820	350	350	820	117	73	12° 10'	7° 22'
3	820	350	350	820	73	117	7° 22'	12° 10'

Tabla 3-8 Coordenadas de los cables

		LADO IZQUIERDO									
CABLE 1	ABSCISA		-11.20	-10.20	-9.15	-8.15	-6.85	-5.15	-4.15	-3.20	0
	ORDENADA		125.0	98.80	73.30	52.90	29.30	14.10	8.70	7	7
CABLE 2	ABSCISA	-12.70	-11.20	-10.20	-9.15	-8.15	-6.65	-5.15	-4.15	-3.50	0
	ORDENADA	117.0	85.0	66.0	49.0	35.40	20	10.80	7.50	7	7
CABLE 3	ABSCISA	-12.70	-11.20	-10.20	-9.15	-8.15	-6.65	-5.15	-4.15	-3.50	0
	ORDENADA	73.0	53.83	42.40	32.20	24.10	14.80	9.10	7.30	7	7

		LADO DERECHO									
CABLE 1	ABSCISA	0	3.20	4.15	5.15	6.65	8.15	9.15	10.20	11.20	
	ORDENADA	7	7	8.70	14.10	29.30	52.90	73.30	98.80	125	
CABLE 2	ABSCISA	0	3.5	4.15	5.15	6.65	8.15	9.15	10.20	11.20	12.70
	ORDENADA	7	7	7.30	9.10	14.80	24.10	32.20	42.40	53.80	73.0
CABLE 3	ABSCISA	0	3.5	4.15	5.15	6.65	8.15	9.15	10.20	11.20	12.70
	ORDENADA	7	7	7.50	10.60	20.0	35.40	49.0	66.0	85.0	117.0

Colado para sello de anclaje
móvil que se efectuará
después de tensado el cable
e inyectado el ducto

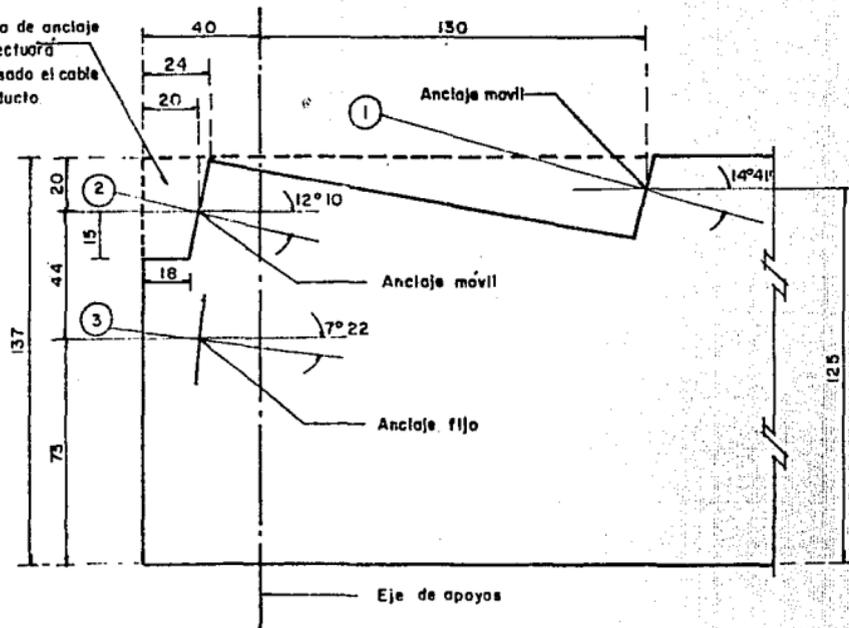


Fig. 3-17 Geometría del extremo izquierdo

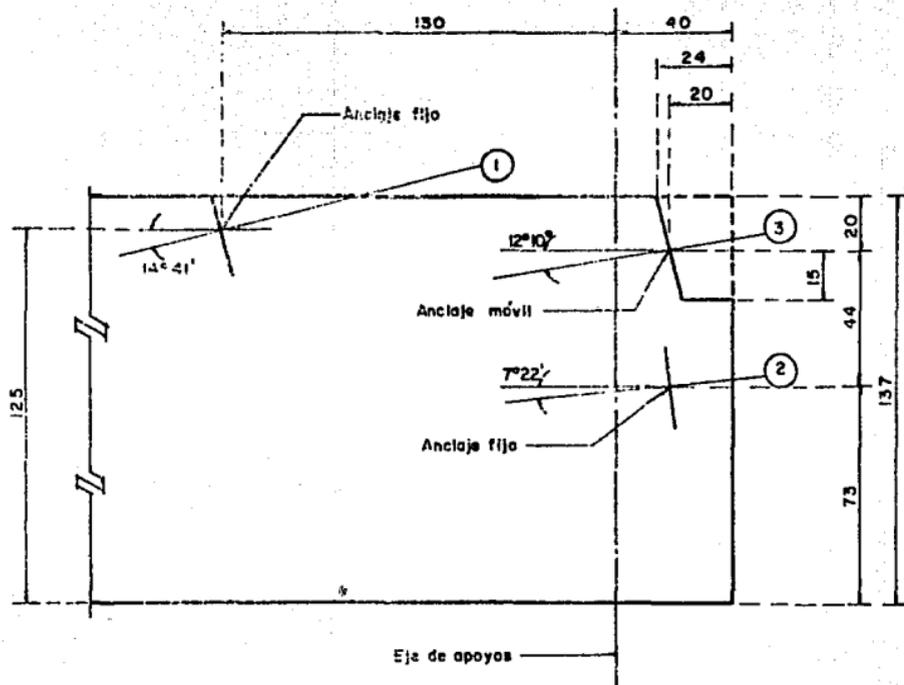


Fig. 3-18 Geometría del extremo derecho

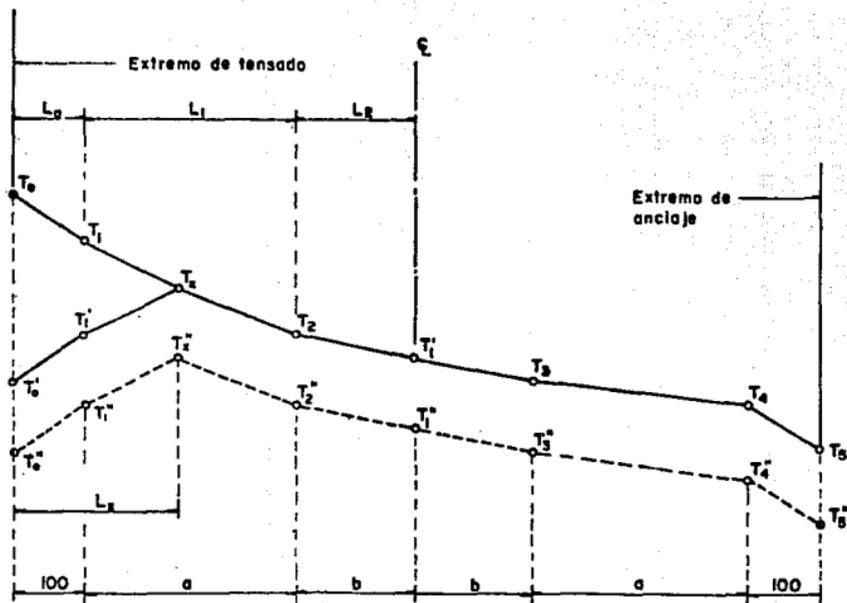


Fig. 3-19 Diagrama de la pérdida por fricción

LONGITUD DE LOS CABLES

Cable 1

Extremo recto

$$LR_1 = \frac{100}{\cos \Theta} = \frac{100}{\cos 14^\circ 41'} = 103.40 \text{ cm}$$

Tramo parabólico

$$LP_1 = a \left[1 + \frac{8}{3} \left(\frac{c}{2a} \right)^2 - \frac{32}{5} \left(\frac{c}{2a} \right)^4 \right] \quad (5)$$

$$LP_1 = 700 \left[1 + \frac{8}{3} \left(\frac{91.78}{2 \times 700} \right)^2 - \frac{32}{5} \left(\frac{91.78}{2 \times 700} \right)^4 \right]$$

$$LP_1 = 708 \text{ cm}$$

Tramo horizontal

$$LH_1 = 320 \text{ cm}$$

$$\text{Longitud total} = 2 (103 + 708 + 320) = 2 262 \text{ cm}$$

Cable 2 = Cable 3

Extremo recto

$$LR_2 = \frac{100}{\cos \Theta_2} = \frac{100}{\cos 12^\circ 10'} = 102 \text{ cm}$$

Tramo parabólico

Ecuación 5

$$LP_2 = 820 \left[1 + \frac{8}{3} \left(\frac{88.43}{2 \times 820} \right)^2 - \frac{32}{5} \left(\frac{88.43}{2 \times 820} \right)^4 \right]$$

$$LP_2 = 827 \text{ cm}$$

Tramo horizontal

$$LH_2 = 350 \text{ cm}$$

Tramo parabólico

$$LP_3 = 820 \left[1 + \frac{8}{3} \left(\frac{53.06}{2 \times 820} \right)^2 - \frac{32}{5} \left(\frac{53.06}{2 \times 820} \right)^4 \right]$$

$$LP_3 = 822$$

$$LR_3 = \frac{100}{\cos \Theta_3} = \frac{100}{\cos 7^\circ 22'} = 101 \text{ cm}$$

Tramo horizontal

$$LH_3 = 350 \text{ cm}$$

$$\text{Longitud total} = 102 + 827 + 350 + 822 + 101 + 350 = 2552 \text{ cm}$$

DIAGRAMAS DE TENSADO

El esfuerzo requerido en el centro del claro para los cables es:

$$T_i = (190) (0.7) (0.78) + 28.05 = 131.80 \text{ kg/mm}^2$$

Las pérdidas por fricción y cambio de dirección se calcularán según la fórmula:

$$T_x = T_i [1 + KL + \mu \alpha]$$

- Donde: T_o = Esfuerzo del acero en el extremo donde se aplica el gato.
 T_x = Esfuerzo en el acero, en cualquier punto "x".
 K = Coeficiente de fricción por metro de acero de presfuerzo.
 L = Longitud del elemento de acero de presfuerzo, medido del extremo del gato a cualquier punto "x".
 μ = Cambio o variación angular total del perfil del acero de presfuerzo medido en radianes.

Los coeficientes recomendados son:

$$K = 0.002/\text{m} \quad \text{y} \quad \mu = 0.25/\text{rad.}$$

Cable 1

$$T_o = T_i [1 + K(LR_1 + LP_1 + LH_1) + \mu \alpha_1]$$

$$T_o = 131.80 [1 + 0.002 (1.034 + 7.08 + 3.20) + 0.25 (0.26222)] = 143.40 \text{ kg/mm}^2$$

$$T_1 = T_i [1 + K(LP_1 + LH_1) + \mu \alpha_1]$$

$$T_1 = 131.80 [1 + 0.002 (7.08 + 3.20) + 0.25 (0.26222)]$$

$$T_1 = 143.15 \text{ kg/mm}^2$$

$$T_2 = T_1 [1 + Ka]$$

$$T_2 = 131.80 [1 + 0.002 (3.20)]$$

$$T_2 = 132.60 \text{ kg/mm}^2$$

$$T_1 = 131.80 \text{ kg/mm}^2$$

$$T_3 = T_1 [1 - Ka]$$

$$T_3 = 131.80 [1 - 0.002 (3.20)] = 130.96 \text{ kg/mm}^2$$

$$T_4 = T_1 [1 - K (LP_1 + LH_1) - \mu \alpha_1]$$

$$T_4 = 131.80 [1 - 0.002 (7.08 + 3.20) - 0.25 (0.26222)]$$

$$T_4 = 120.45 \text{ kg/mm}^2$$

$$T_5 = T_1 [1 - K (LR_1 + LP_1 + LH_1) - \mu \alpha_1]$$

$$T_5 = 131.80 [1 - 0.002 (1.034 + 7.08 + 3.20) - 0.25 (0.26222)]$$

$$T_5 = 120.20 \text{ kg/mm}^2$$

Considerando un desplazamiento al anclar de 4mm (STRONGHOLD)

$$\Delta = 80\ 000$$

$$P_1 = \frac{T_1 - T_2}{b}$$

$$P_1 = \frac{143.15 - 132.60}{7\ 000} = 0.001507$$

$$Lx = \left(\frac{\Delta - L_0 (T_0 - T_1 - P_1 L_0)}{P_1} \right)^{\frac{1}{2}}$$

$$L_x = \left(\frac{80\,000 - 1\,000 (143.40 - 143.15 - 0.001507 \times 1\,000)}{0.001507} \right)^{\frac{1}{2}}$$

$$L_x = 7\,343 \text{ mm}$$

$$T_x = T_i - P_1 (L_x - L_0)$$

$$T_x = 143.15 - 0.001507 (7\,343 - 1\,000) = 133.60 \text{ kg/mm}^2$$

Cable 2 = Cable 3

$$T_0 = T_i [1 + K (LR_2 + LP_2 + LH_2) + \mu \alpha_2]$$

$$T_0 = 131.80 [1 + 0.002 (1.02 + 8.27 + 3.50) + 0.25 (0.2156)]$$

$$T_0 = 142.30 \text{ kg/mm}^2$$

$$T_1 = T_i [1 + K (LP_2 + LH_2) + \mu \alpha_2]$$

$$T_1 = 131.80 [1 + 0.002 (8.27 + 3.50) + 0.25 (0.2156)]$$

$$T_1 = 142 \text{ kg/mm}^2$$

$$T_2 = T_i [1 + Ka]$$

$$T_2 = 131.80 [1 + 0.002 (3.50)] = 132.72 \text{ kg/mm}^2$$

$$T_i = 131.80 \text{ kg/mm}^2$$

$$T_3 = T_i [1 - Ka]$$

$$T_3 = 131.80 [1 - 0.002 (3.50)] = 130.90 \text{ kg/mm}^2$$

$$T_4 = T_i [1 - K (LP_3 + LH_3) - \mu \alpha_3]$$

$$T_4 = 131.80 [1 - 0.002 (8.22 + 3.50) - 0.25 (0.1294)]$$

$$T_4 = 124.45 \text{ kg/mm}^2$$

$$T_5 = Tl [1 - K (LP_3 + LR_3 + LH_3) - \mu \alpha_3]$$

$$T_5 = 131.80 [1 - 0.002 (8.22 + 1.01 + 3.50) - 0.25 (0.1294)]$$

$$T_5 = 124.20 \text{ kg/mm}^2$$

$$P = \frac{T_1 - T_2}{b} = \frac{142 - 131.80}{8\,200} = 0.001244$$

$$\frac{80\,000 - 1\,000 (142.30 - 142 - 0.001244 \times 1\,000)}{0.001244} = 65\,076\,489$$

$$L_x = \sqrt{65\,076\,489} = 8\,067 \text{ mm}$$

$$T_x = 142 - 0.001244 (2\,722 - 1\,000) = 139.86 \text{ kg/mm}^2$$

Las pérdidas por fricción deberán ser comprobadas durante las operaciones de anclaje.

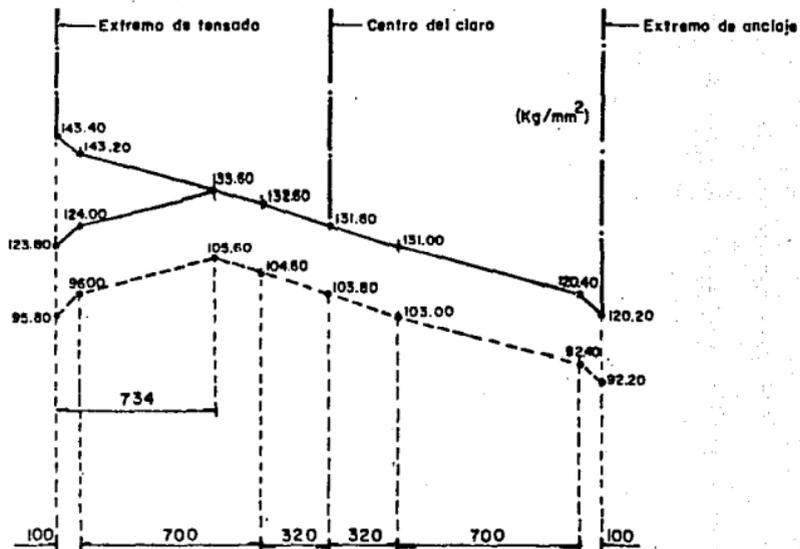


Fig. 3-20 Diagrama de tensado del cable I

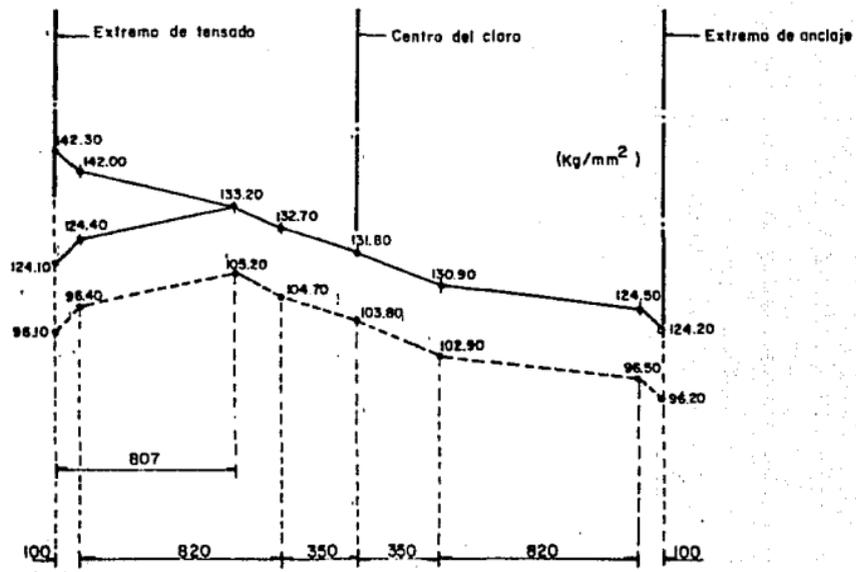


Fig. 3-21 Diagrama de tensado del cable 2

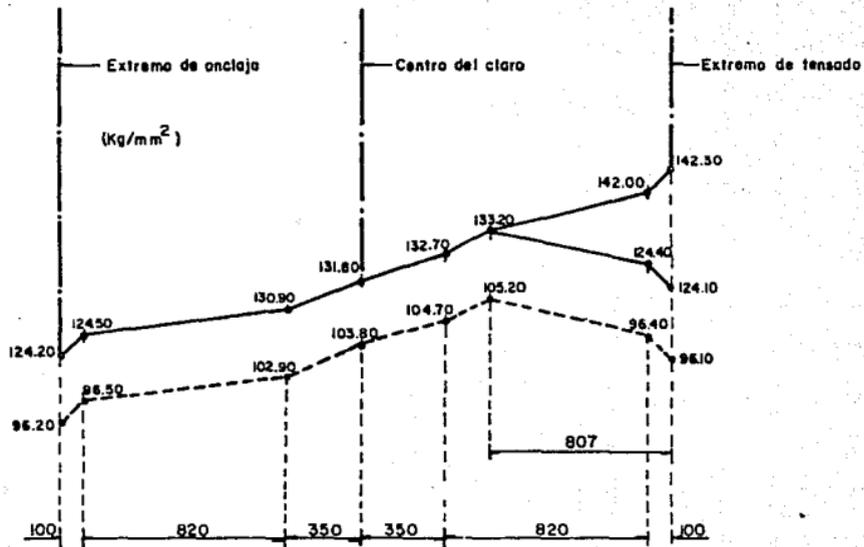


Fig. 3-22 Diagrama de tensado del cable 3

3-7 ANALISIS Y DISEÑO DE LA LOSA DE CONCRETO REFORZADO

El análisis y diseño de la losa se realiza tomando en cuenta los esfuerzos a que está sometida que principalmente son los siguientes:

- Esfuerzos debidos al tránsito
- Esfuerzos debidos a su propio peso y carga adicional
- Esfuerzos debidos a la temperatura

Losa interior (Centro a centro de las trabes)

a) Carga permanente

Losa de piso (0.20) (2 400) (1) = 480 kg/m

Asfalto (0.10) (2 200) (1) = 220 kg/m

$$M_{cp} = \frac{(700)(2.25)^2}{10} = 355 \text{ kg - m/m}$$

b) Carga móvil

Momento por carga viva e impacto

$$M_{cv} + I = \left[\frac{s + 0.61}{9.74} \right] (P) (l)$$

Donde:

S = Longitud efectiva del claro (m)

P = Carga sobre una rueda trasera de camión (kg)

I = Factor de impacto

$$M_{cv} = \left[\frac{2.25 + 0.61}{9.74} \right] (7 250) (1.24) = 2 640 \text{ kg - m/m}$$

$$\therefore MT = M_{cp} + M_{cv} = 355 + 2 640 = 2 995 \text{ kg - m/m}$$

$$M_u = \gamma MT = (1.3) (2 995) = 3 894 \text{ kg - m}$$

Momento resistente de proyecto.

Acero principal.- Se analiza un metro de ancho de losa con cuatro varillas del número 5

$$as \text{ No. 5} = 1.98 \text{ cm}^2$$

$$As = (4)(1.98) = 7.92 \text{ cm}^2$$

Profundidad del bloque de esfuerzos

$$a = \frac{As f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{(7.92)(4000)}{(0.85)(250)(100)} = 1.49 \text{ cm}$$

$$MR = \phi \left[As f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \right]$$

$$MR = 0.9 \left[7.92 (4000) \left(15 - \frac{1.49}{2} \right) \right] = 406\,438.6 \text{ kg-cm}$$

$$MR = 4\,064.4 \text{ kg-m} > 3\,894 \text{ kg-m}$$

Acero de distribución

Refuerzo principal perpendicular a la dirección del tránsito

$$\text{Porcentaje} = \frac{121}{\sqrt{S}} \text{ (Máximo 67\%)}$$

$$\text{Porcentaje} = \frac{121}{\sqrt{2.25}} = 81 > 67\%$$

$$\therefore \% = 67$$

$$As = (7.92)(0.67) = 5.31 \text{ cm}^2$$

$$Ast = 7.92 + 5.31 = 13.23 \text{ cm}^2$$

$$as \text{ No.6} = 2.85 \text{ cm}^2$$

$$\text{Núm. Vars. No. 6} = \frac{13.23}{2.85} = 5 @ 20 \text{ cm}$$

Refuerzo principal paralelo a la dirección del tránsito

$$\text{Porcentaje} = \frac{55}{\sqrt{S}} \text{ (Máximo 50\%)}$$

$$\text{Porcentaje} = \frac{55}{\sqrt{2.25}} = 37\%$$

$$A_s = (7.92) (0.37) = 2.93 \text{ cm}^2$$

$$\text{as No. 4} = 1.27 \text{ cm}^2$$

$$\text{Núm. Vars. No. 4} = \frac{2.93}{1.27} = 3 @ 30 \text{ cm}$$

Acero por temperatura

$$A_{stp} = 0.0035bd = (0.0035) (100) (15) = 5.30 \text{ cm}^2$$

$$\text{Num. Vars. No. 4} = \frac{5.30}{1.27} = 5 @ 20 \text{ cm}$$

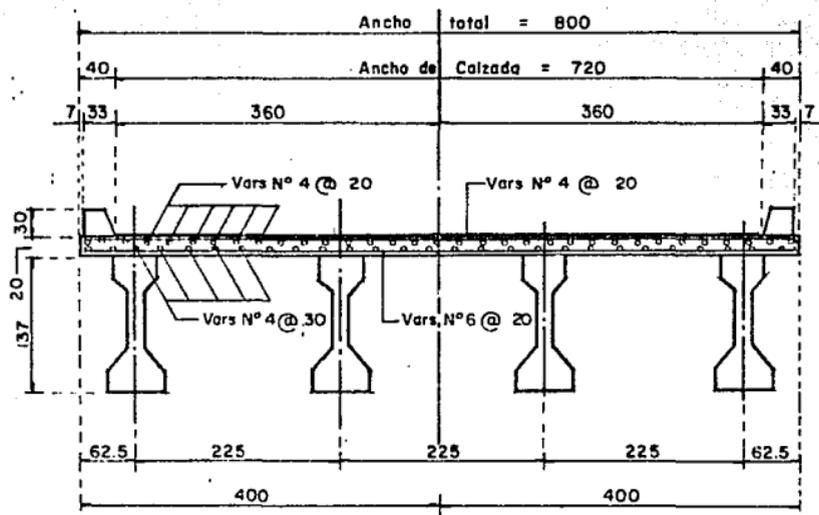


Fig. 3-23 Armado de la losa (Sección Transversal)

3-8 DIMENSIONAMIENTO DE DIAFRAGMAS

Se colocaran diafragmas extremos para rigidizar el sistema de piso y evitar posibles desplazamientos de las vigas presforzadas respecto a la subestructura. Asimismo, por la longitud del claro del puente por especificación se recomienda colocar un diafragma intermedio en el centro del claro, que conecte transversalmente las vigas; con lo que se aumenta considerablemente la resistencia de éstas a la torsión y se evita que la losa de la calzada se deforme ante la presencia de cargas verticales al no haber una distribución de las cargas entre las vigas. Dichos diafragmas se conectan a las vigas mediante una barra del número 8 y se armaran como se muestra en las figuras 3-24 y 3-25.

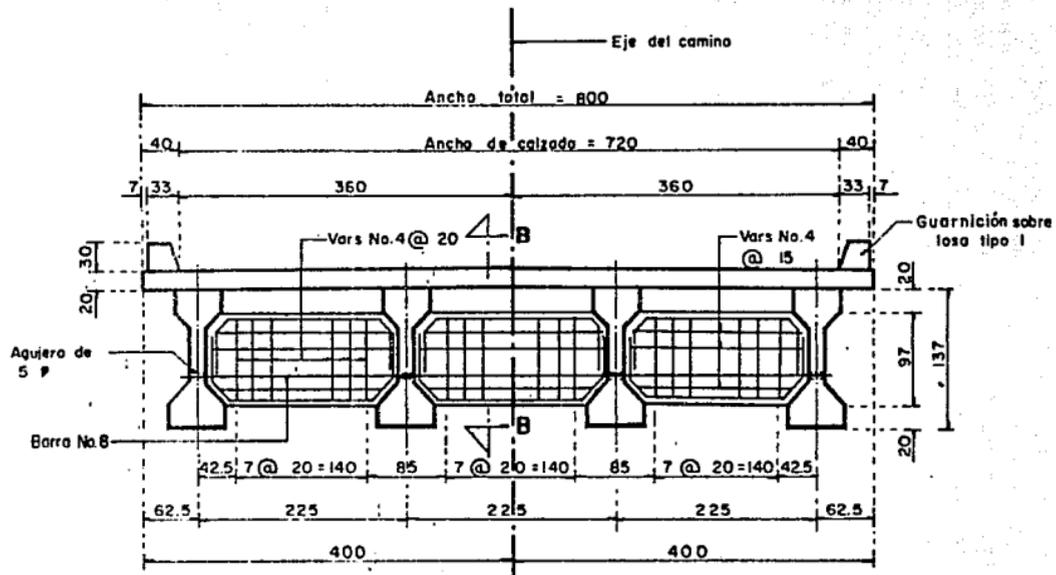


Fig. 3-24 Diafragma Intermedio

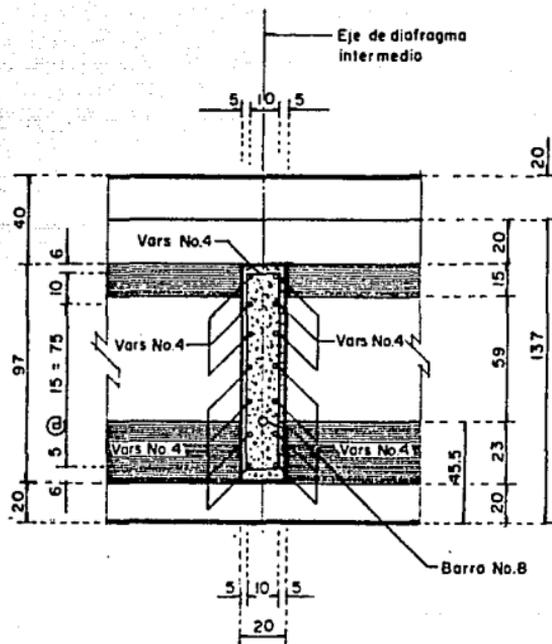


Fig. 3-25 Corte 8-B

ANALISIS Y DISEÑO DE LA SUBESTRUCTURA

4-1 INTRODUCCION

En el presente capítulo se presentan el análisis y diseño de la subestructura del puente "Boquilapa", basados en las principales sollicitaciones a las que estará sometido y su respuesta ante dichas acciones.

4-2 ASPECTOS GENERALES DEL ANALISIS Y DE LA ESTRUCTURACION DE LA SUBESTRUCTURA

Uno de los datos esenciales para el proyecto de la subestructura, por medio de pilotes es la capacidad del terreno, la cual de los sondeos exploratorios realizados es de 35 toneladas por pilote, los cuales serán de concreto reforzado, de sección transversal macisa de 40 cm por 40 cm, las elevaciones de desplante en las respectivas márgenes se observan en la (Fig. 4-3).

El análisis de la subestructura se realiza en dos direcciones: longitudinal y transversal para representar la geometría de la estructura y para que resista los efectos correspondientes.

De dichos análisis, se observó que los esfuerzos máximos se presentan en el sentido longitudinal del puente.

Por lo cual fue necesario ensayar diversas estructuraciones correspondientes al número, distribución y posición de pilotes para conocer sus acciones interiores (carga axial, flexión, cortante), ante las sollicitaciones a las que estará sometida la estructura; asimismo, es necesario conocer en forma general las dimensiones de los elementos estructurales que la componen, para poder determinar la magnitud de dichas acciones.

Con tales premisas, a continuación se describen algunos aspectos generales de las estructuraciones realizadas,

Una primera fue proyectar 8 pilotes verticales, esta estructuración no presentaba rigidez ante la presencia de fuerzas laterales, lo que hacía que las reacciones laterales las tomara totalmente el suelo y que el comportamiento del grupo de pilotes fuera el parecido a una viga envoladizo, lo cual provocaba un excesivo momento de empotramiento y un desplazamiento lateral muy grande.

La presencia de fuerzas laterales obligaba a proyectar algunos pilotes inclinados. Una segunda estructuración fue proyectar 9 pilotes en una sola fila, 4 verticales y 5 inclinados, esta estructuración se comportaba bien para cargas permanentes de servicio, pero al intervenir el sismo provocaba un incremento de esfuerzos en la capacidad del terreno mayores a los permisibles en los pilotes verticales, no olvidando que el sismo tiene cambios de signo, el empuje de tierras no contrarrestaba su influencia, además la distribución de los pilotes hacía imposible su proceso constructivo al no cumplir con la separación adecuada. Ante este panorama, se concluyó que era necesario ampliar la base del cabezal a 2 m; la separación, distribución y posición de pilotes se observa en la (Fig. 4-1).

Al incrementar las dimensiones del cabezal, la magnitud de la fuerza sísmica aumenta debido al incremento de masa, sin embargo la respuesta de la subestructura es más eficiente al efecto de las cargas transversales al ser más rígida, con lo que el ángulo de los pilotes inclinados disminuye notablemente.

Dimensiones del muro en ménsula

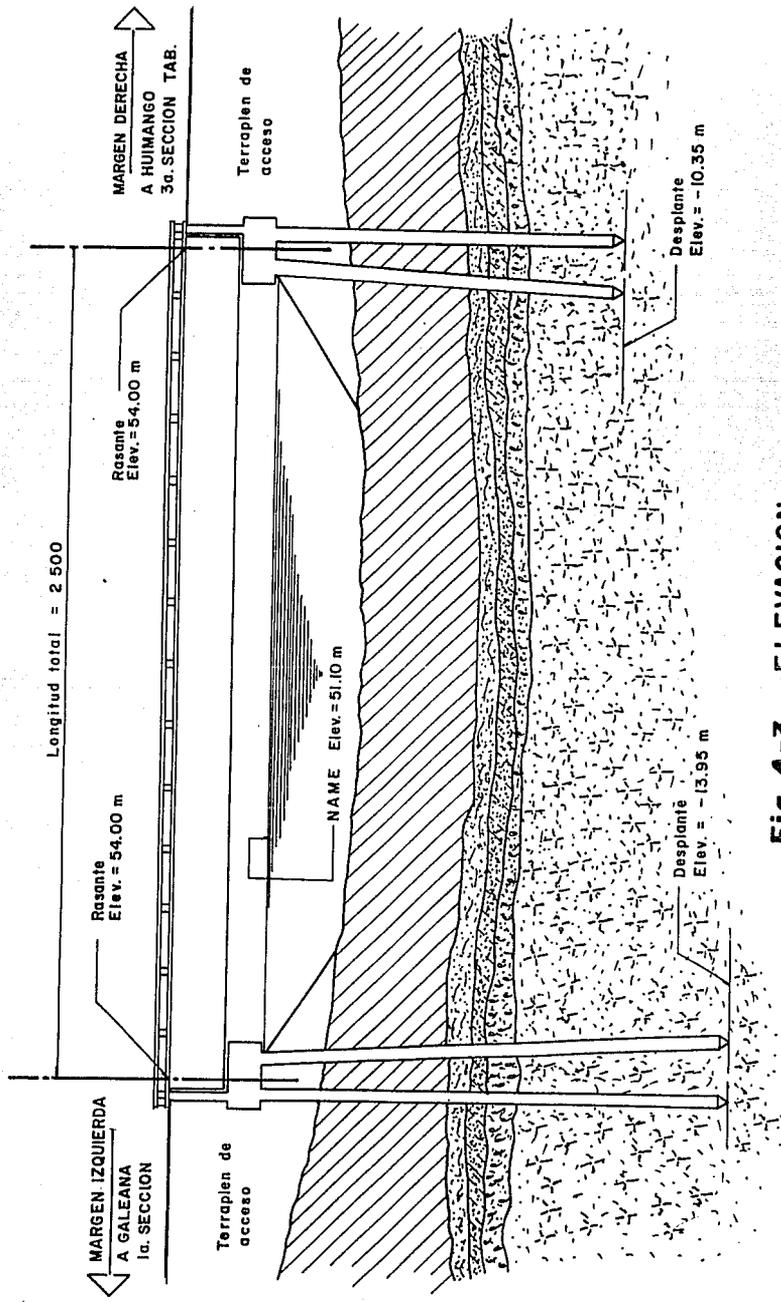
El muro en ménsula se proyecta de tal manera de forzar a que el eje de apoyos pase lo más cerca posible de la línea de reacción de los pilotes; para evitar una concentración de esfuerzos en una sola fila de los mismos (Fig. 4-2).

Altura del muro

Concepto

Trabe tipo IV	= 137 cm
Losa	= 20 cm
Apoyos	= 5 cm
Pendiente (0.02) (400)	= 8 cm
	h = 170 cm

De todo este conjunto de consideraciones en la estructuración de la subestructura, el análisis y diseño que a continuación se presenta, corresponde a la etapa final de su desarrollo.



SIMBOLOGIA

	Arcilla de alta o baja compresibilidad, color gris de consistencia blanda a media con conchas.
	Arena de fina a media color gris compactada suelta con conchas.
	Arcilla poco arenosa color gris de media a firme
	Arena fina poco limosa color gris de suelta a media con conchas.
	Arcilla de alta compresibilidad color gris verdoso de consistencia muy firme a dura.

Fig 4-3 ELEVACION

4-3 SOLICITACIONES

La subestructura se analizará para las siguientes solicitaciones de carga correspondientes a las acciones más frecuentes sobre la estructura.

- Carga muerta	(CM)
- Carga viva	(CV)
- Fuerzas longitudinales	(FL)
- Cargas por viento	(VE)
- Presiones debidas al empuje de tierras	(ET)
- Esfuerzos por sismo	(TT)

Grupos de combinaciones de carga

GRUPO (I)	=	[CV + CM + ET]
GRUPO (II)	=	[CM + VE + ET]
GRUPO (III)	=	[CM + CV + 0.3 VE + FL + ET]
GRUPO (VI)	=	[CM + TT + ET]

CARGA MUERTA

La carga muerta estará constituida por el peso de la estructura ya terminada.

Cargas de la superestructura

Concepto

Trabes	(0.5090) (2.410) (25.8) (4)	= 126.6 ton
Diafragmas		= 9.70 ton
Losa	(25.80) (8) (0.20) (2.410)	= 99.5 ton
Asfalto	(25.80) (7.2) (0.10) (2.40)	= 44.6 ton
Banqueta	(0.40) (25.80) (2)	= 20.60 ton

$$W_{cm} = 301 \text{ ton}$$

$$R_{cm} = \frac{301}{2} = 150.5 \text{ ton/caballette}$$

Cargas de la subestructura

Concepto

Cabezal	= 5.82 ton/m
W tierra	= 0.28 ton/m

$$W = 6.10 \text{ ton/m}$$

CARGA VIVA

La carga viva consistirá en la reacción en el apoyo. Del apéndice "A" de A.A.S.H.T.O. para la carga tipo HS-20 (R = 28.95 ton/carril).

$$R_{cv} = 57.90 \text{ ton/caballote}$$

IMPACTO

El porcentaje de Impacto no se aplicará para este caso porque los elementos estructurales de la subestructura (muros de contención, pilotes) pertenecen al grupo B de A.A.S.H.T.O.

FUERZAS LONGITUDINALES

Fuerza de frenaje

Deberá considerarse el efecto de una fuerza longitudinal de 5% de la reacción por carga viva.

$$0.05R_{cv} = 0.05 (57.90) = 2.90 \text{ ton}$$

Fuerza de fricción

Se considera un 5% de la reacción por carga muerta de la superestructura.

$$0.05 R_{cm} = 0.05 (150.50) = 7.53 \text{ ton}$$

Fuerza longitudinal

$$2.90 + 7.53 = 10.43 \text{ ton}$$

Las fuerzas longitudinales se transmitirán a la subestructura a través de los apoyos de neopreno, actuando en el centro de gravedad de los mismos.

CARGAS POR VIENTO

Las siguientes fuerzas debidas a la presión del viento, por metro cuadrado de área expuesta, se aplicaran a la superestructura y a la subestructura.

Proyecto de la superestructura

En la superestructura, actúa una carga debida al viento, uniformemente distribuida en el sentido transversal y longitudinal. El puente se proyectará para que resista una velocidad de viento de 160 km/h con un ángulo de esviajamiento de 15°, para traves y vigas según A.A.S.H.T.O. su intensidad es la siguiente.

Carga transversal 214.70 kg/m²

Carga longitudinal 29.30 kg/m²

Area transversal expuesta de la superestructura considerando las proyecciones verticales de todos los miembros.

$$Ave = 40.51 \text{ m}^2$$

$$Ave = \frac{40.51}{2} = 20.26 \text{ m}^2/\text{caballete}$$

Fuerza transversal

$$(20.26) (214.70) = 4.35 \text{ ton}$$

Fuerza longitudinal

$$(20.26) (29.30) = 0.59 \text{ ton}$$

Las fuerzas anteriores se usarán en la combinación de cargas del Grupo II.

Para la combinación de cargas que forman el grupo III, estas fuerzas deben reducirse en un 70%, y además deberá agregarse una carga por metro lineal, como una carga de viento sobre la carga viva de las siguientes intensidades:

Carga lateral 131 kg/m

Carga longitudinal 18 Kg/m

Fuerza transversal

$$(4.35) (0.3) = 1.31 \text{ ton}$$

Fuerza longitudinal

$$(0.59) (0.3) = 0.18 \text{ ton}$$

Carga del viento por carga viva

Carga lateral

$$\frac{(131)(25)}{2} = 1.64 \text{ ton/caballote}$$

Carga longitudinal

$$\frac{(18)(25)}{2} = 0.225 \text{ ton/caballote}$$

Se ~~supondrá~~ ^{supondrá} que estas fuerzas actúan horizontalmente respectivamente en el centro de gravedad de los apoyos neopreno.

Proyecto de la subestructura

Las fuerzas transversales y longitudinales que se aplicaran a la subestructura para una velocidad de viento de 160.9 km/h se calcularan para una presión del viento de 195.20 kg/m². Para la dirección del viento que se considera esviado 15° con respecto a la subestructura, esa presión se resolverá en sus componentes perpendiculares a la elevación del frente lateral de la subestructura, de acuerdo con las funciones trigonométricas del ángulo de esviajamiento.

Componente perpendicular a la elevación lateral

$$195.20 \cos 15^\circ = 188.55 \text{ kg/m}^2$$

Componente perpendicular a la elevación de frente

$$195.20 \text{ sen } 15^\circ = 50.52 \text{ kg/m}^2$$

La componente perpendicular a la elevación lateral actuará sobre el área expuesta de la subestructura.

Área expuesta:

a) Cabezal = 2.0 m²

b) Pilotes = 1m²/Pilote

Se considera que estas cargas actúan horizontalmente en el centro de gravedad de las áreas expuestas, se aplicaran simultáneamente con las cargas del viento sobre la superestructura.

Tabla 4-1 Fuerzas transversales y longitudinales

Subestructura	Area (m ²)	INTENSIDAD (kg/m ²)		FVE (ton)	
		Longitudinal	Transversal	Long.	Transv.
Cabezal	2.0	50.52	188.55	0.08	0.28
1 Pilote	1.0	50.52	188.55	0.05	0.19

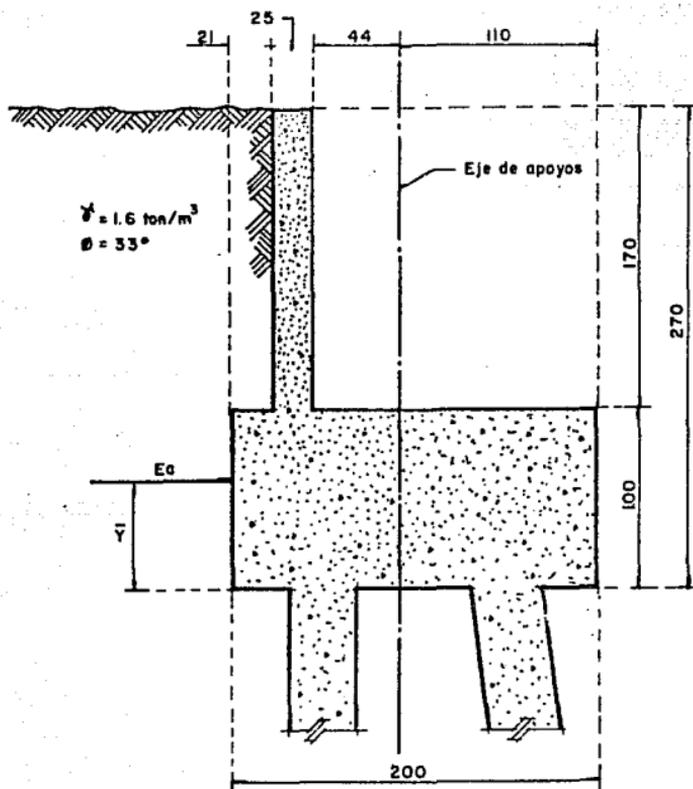
Las fuerzas anteriores son para la condición de carga del grupo II, para la condición de carga del Grupo III deben reducirse en un 70%.

Tabla 4-2 Cargas del Grupo III

Superestructura	0.3 FVE (ton)	
	Longitudinales	Transversales
Cabezal	0.024	0.084
1 Pilote	0.015	0.057

Se supondrá que estas cargas actúan horizontalmente en el centro de gravedad de las áreas expuestas, se aplicarán simultáneamente con las cargas del viento sobre la superestructura.

PRESIONES DEBIDAS AL EMPUJE DE TIERRAS



Empuje de tierra para la condición de carga de los grupos I y II.

El muro se proyectará para resistir el empuje de tierras incluyendo una sobrecarga viva, por especificación se incrementará un espesor de tierra de 61 cm debido a dicha sobrecarga.

El relleno será de material granular con peso volumétrico de 1.6 ton/m³ y un ángulo de fricción interno de 33°.

Empuje activo

$$E_a = k_a E_t$$

$$\text{Donde: } k_a = \left(\frac{1 - \operatorname{sen} \phi}{1 + \operatorname{sen} \phi} \right) \text{ (coeficiente para presión activa)}$$

De la cuña de esfuerzos de la figura 4-5

$$E_1 = \gamma \left(\frac{h_2 + h_1}{2} \right) (h_2 - h_1) \left(\frac{1 - \operatorname{sen} \phi}{1 + \operatorname{sen} \phi} \right)$$

$$E_1 = 1.6 \left(\frac{2.31 + 0.61}{2} \right) (2.31 - 0.61) \left(\frac{1 - \operatorname{sen} 33^\circ}{1 + \operatorname{sen} 33^\circ} \right)$$

$$E_1 = 1.171 \text{ ton/m}$$

$$E_2 = \gamma \left(\frac{h_3 + h_2}{2} \right) (h_3 - h_2) \left(\frac{1 - \operatorname{sen} \phi}{1 + \operatorname{sen} \phi} \right)$$

$$E_2 = 1.6 \left(\frac{3.31 + 2.31}{2} \right) (3.31 - 2.31) \left(\frac{1 - \operatorname{sen} 33^\circ}{1 + \operatorname{sen} 33^\circ} \right)$$

$$E_2 = 1.325 \text{ ton/m}$$

$$\text{Etcv} = (E_1 + E_2) L$$

$$\text{Etcv} = (1.171 + 1.325) (8 \text{ m}) = 19.97 \text{ ton}$$

$$\text{Etcv} = 19.97 \text{ ton}$$

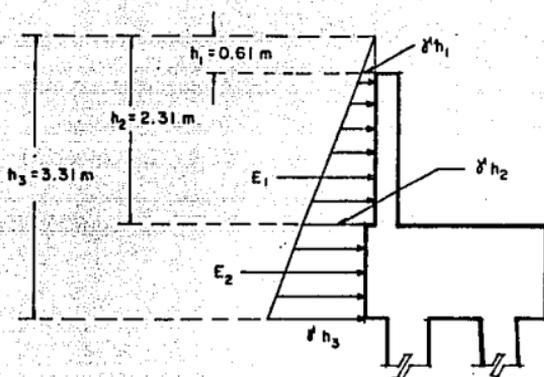


Fig. 4-5 Empuje activo (cv)

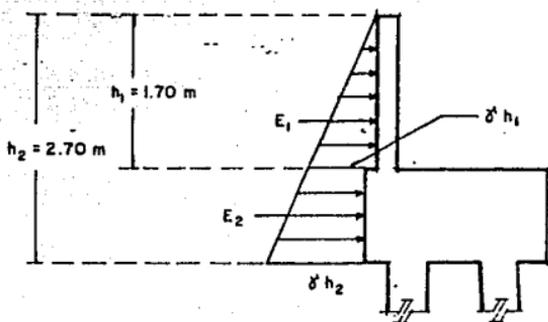


Fig. 4-6 Empuje activo (cm)

Empuje de tierra para la condición de carga de los grupos II y VII.
La sobrecarga por carga viva se elimina.

$$E_1 = \frac{\gamma h_1^2}{2} \left(\frac{1 - \operatorname{sen} \phi}{1 + \operatorname{sen} \phi} \right)$$

$$E_1 = \frac{(1.6)(1.70)^2}{2} \left(\frac{1 - \operatorname{sen} 33^\circ}{1 + \operatorname{sen} 33^\circ} \right) = 0.682 \text{ ton/m}$$

$$E_1 = 0.682 \text{ ton/m}$$

$$E_2 = \gamma \left(\frac{h_1 + h_2}{2} \right) (h_2 - h_1) \left(\frac{1 - \operatorname{sen} \phi}{1 + \operatorname{sen} \phi} \right)$$

$$E_2 = 1.6 \left(\frac{1.70 + 2.70}{2} \right) (2.70 - 1.70) \left(\frac{1 - \operatorname{sen} 33^\circ}{1 + \operatorname{sen} 33^\circ} \right)$$

$$E_2 = 1.038 \text{ ton/m}$$

$$E_{\text{tcm}} = (E_1 + E_2) L$$

$$E_{\text{tcm}} = (0.682 + 1.038) (8 \text{ m}) = 13.76 \text{ ton/m}$$

$$E_{\text{tcm}} = 13.76 \text{ ton}$$

4-4 ANALISIS DE LA SUBESTRUCTURA EN EL SENTIDO LONGITUDINAL

Consideraciones

Las fuerzas horizontales generadas en la superestructura: esfuerzos por viento y fuerzas longitudinales se transmitirán a la subestructura, el empuje de tierras se considera como acción aplicado en el cabezal, los esfuerzos por sismo generaran desplazamientos horizontales en el cabezal, en consecuencia los pilotes se distorsionan creando en ellos fuerzas cortantes y momentos flexionantes considerables además de las cargas axiales. En el análisis de estos elementos estructurales se tomaran en cuenta tales acciones.

Propiedades mecánicas y geométricas

Cabezal

Area

$$A_c = bh = (2.0) (1.0) = 2.0 \text{ m}^2$$

Momento de inercia

$$I_c = \frac{bh^3}{12} = \frac{(2.0) (1.0)^3}{12} = 0.1667 \text{ m}^4$$

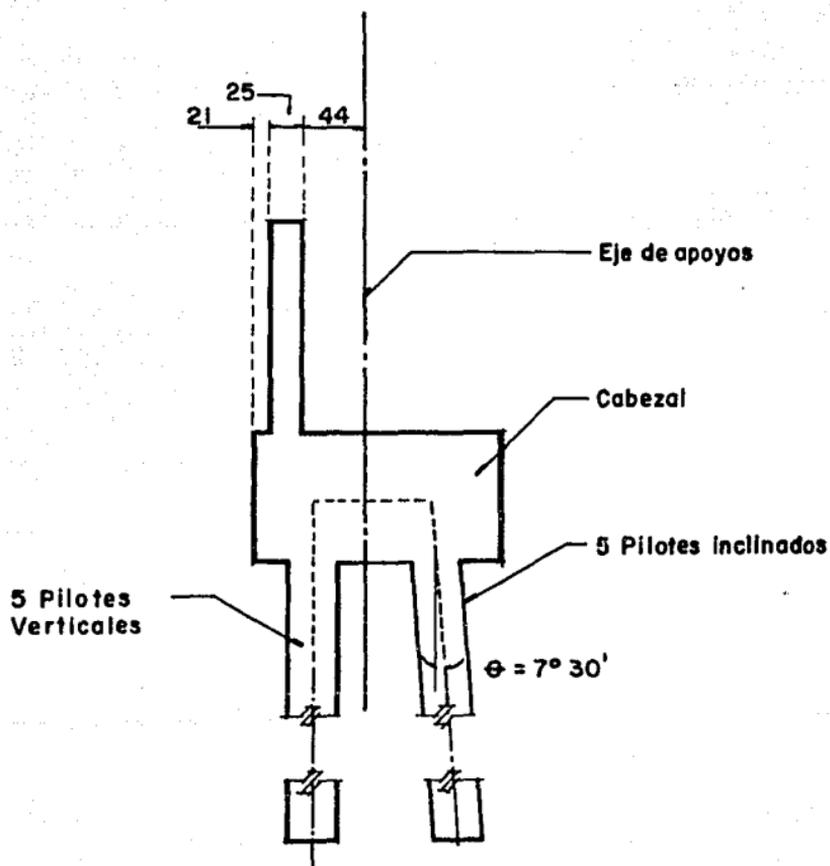
Pilotes

Area

$$A_p = bh = (0.40) (0.40) = 0.16 \text{ m}^2$$

Momento de inercia

$$I_p = \frac{bh^3}{12} = \frac{(0.40) (0.40)^3}{12} = 2.1333 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$



----- Ejes del marco

Fig. 4-7 Marco idealizado

Relación de momentos de inercia

$$\frac{I_c}{I_p} = \frac{0.1667}{2.1333 \times 10^{-3}} = 78.125$$

$$\therefore I_c = 78.125 I$$

$$\frac{I_p}{I_p} = \frac{2.1333 \times 10^{-3}}{2.1333 \times 10^{-3}} = 1$$

$$\therefore I_p = I$$

Relación Area / Momento de inercia

$$\frac{A_c}{I_p} = \frac{2.0}{2.1333 \times 10^{-3}} = 937.50$$

$$\therefore A_c = 937.50 I$$

$$\frac{A_p}{I_p} = \frac{0.16}{2.1333 \times 10^{-3}} = 75$$

$$\therefore A_p = 75 I$$

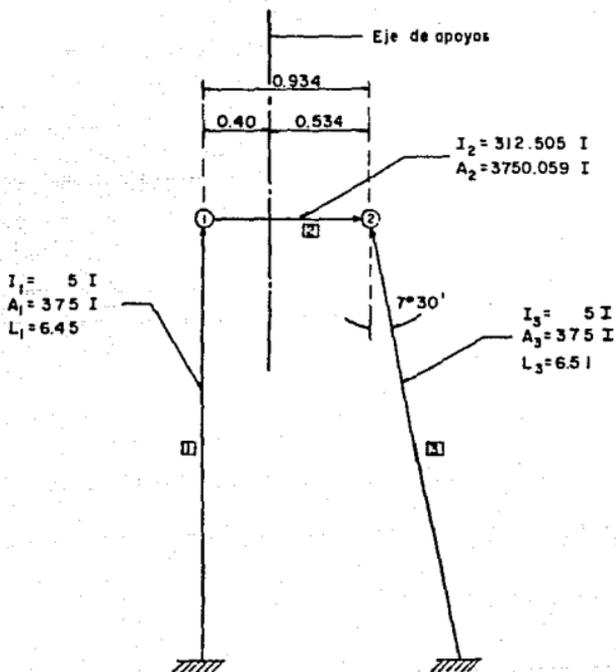
Módulo de elasticidad

$$E_c = 15\,253 \sqrt{f'c}$$

$$E_c = 15\,253 \sqrt{250} = 241\,000 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_c = 2\,410\,000 \text{ ton/m}^2$$

METODO DE RIGIDEZES



Vector de desplazamientos:

$$[d] = \begin{pmatrix} dx_1 \\ dy_1 \\ \theta_1 \\ dx_2 \\ dy_2 \\ \theta_2 \end{pmatrix}$$

Matrices elementales de la estructura

Rigideces de las barras

Barra 1

Rigidez axial

$$r_n = \frac{EA}{L} = \frac{E (375I)}{6.45} = 58.1395 EI$$

Rigideces angulares

$$r_{AA} = \frac{4EI}{L} = \frac{4E (5I)}{6.45} = 3.1008 EI$$

$$r_{BB} = \frac{4EI}{L} = \frac{4E (5I)}{6.45} = 3.1008 EI$$

$$r_{AB} = \frac{2EI}{L} = \frac{2E (5I)}{6.45} = 1.5504 EI$$

Matriz de rigideces de la barra

$$[k]_1 = EI \begin{bmatrix} 58.1395 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1.5504 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1.5504 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1.5504 \end{bmatrix}$$

Matriz de continuidad

$$[a]_1 = \begin{bmatrix} 0 & 1 & 0 \\ -0.1550 & 0 & 0 \\ -0.3101 & 0 & 1 \\ -0.1550 & 0 & 1 \end{bmatrix}$$

Barra 2

Rigidez axial

$$r_n = \frac{EA}{L} = \frac{E (3\,750.059\,I)}{0.934} = 4\,015.0525 EI$$

Rigideces angulares

$$r_{AA} = r_{BB} = \frac{4EI}{L} = \frac{4E (312.505l)}{0.934} = 1\,338.3512\,EI$$

$$r_{AB} = \frac{2EI}{L} = \frac{2E (312.505l)}{0.934} = 669.1756\,EI$$

Matriz de rigideces de la barra

$$[k]_2 = EI \begin{bmatrix} 4\,015.0525 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 669.1756 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 669.1756 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 669.1756 \end{bmatrix}$$

Matriz de continuidad

$$[a]_2 = \begin{bmatrix} -1 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & -1.0707 & 1 & 0 & 1.0707 & 0 \\ 0 & -2.1413 & 1 & 0 & 2.1413 & 1 \\ 0 & -1.0703 & 0 & 0 & 1.0707 & 1 \end{bmatrix}$$

Barra 3

Rigidez axial

$$r_n = \frac{EA}{L} = \frac{E (375l)}{6.51} = 57.6037\,EI$$

Rigideces angulares

$$r_{AA} = r_{BB} = \frac{4EI}{L} = \frac{4E (5l)}{6.51} = 3.0722\,EI$$

$$r_{AB} = \frac{2EI}{L} = \frac{2E (5l)}{6.51} = 1.5361\,EI$$

Matriz de rigideces de la barra

$$[k]_3 = EI \begin{bmatrix} 57.6037 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1.5361 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1.5361 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1.5361 \end{bmatrix}$$

Matriz de continuidad

$$[a]_3 = \begin{bmatrix} -0.1305 & 0.9914 & 0 \\ -0.1523 & -0.0201 & 0 \\ -0.3046 & -0.0401 & 1 \\ -0.1523 & -0.0201 & 1 \end{bmatrix}$$

Matriz de rigidez de la estructura

$$[K] = [a]^T [k] [a]$$

Matriz de rigidez de la estructura

$$[k] = EI \begin{bmatrix} 4\,015.276 & 0 & -0.721 & -4\,015.052 & 0 & 0 \\ 0 & 4\,660.678 & -2\,149.386 & 0 & -4\,602.540 & -2\,149.386 \\ -0.721 & -2\,149.386 & 1\,341.452 & 0 & 2\,149.386 & 669.176 \\ -4\,015.052 & 0 & 0 & 4\,016.248 & -7.430 & -0.703 \\ 0 & -4\,602.540 & 2\,149.386 & -7.430 & 4\,659.204 & 2\,149.294 \\ 0 & -2\,149.386 & 669.176 & -0.703 & 2\,149.294 & 1\,341.425 \end{bmatrix}$$

Resolviendo el sistema de ecuaciones lineales

$$[K] [d] = [F]$$

- Donde
- [K] = Matriz de rigidez
 - [d] = Vector de desplazamientos
 - [F] = Vector de fuerzas

ESFUERZOS POR SISMO

La estructura se localiza en una zona con actividad sísmica importante por lo cual se hará un análisis sísmico.

Se analizarán los efectos de sismo que le provocan a la subestructura en dos direcciones: longitudinal y transversal.

Los espectros de aceleración serán de acuerdo a la zonificación de las normas mexicanas.

Los esfuerzos por sismo se obtendrán a partir de la respuesta sísmica de un sistema elástico de un grado de libertad o lo que es lo mismo de su periodo de vibración. Se tomará en cuenta la reducción por ductilidad, se consideran factores de ductilidad de 4 para ambos sentidos.

La fuerza sísmica será la suma vectorial de los efectos en el sentido transversal del movimiento del terreno más el treinta por ciento de los efectos del sentido longitudinal y viceversa.

ANÁLISIS EN EL SENTIDO LONGITUDINAL

Valuación de la fuerza sísmica estimando el periodo fundamental de la estructura

La fuerza cortante sísmica de la estructura se calculará suponiendo una fuerza horizontal ficticia estática de 100 ton en el cabezal donde se concentra la masa (Fig. 4-8).

El vector de fuerzas es

$$[F] = \begin{bmatrix} F_{x_1} \\ F_{y_1} \\ F_{m_1} \\ F_{x_2} \\ F_{y_2} \\ F_{m_2} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 50 \\ 0 \\ 0 \\ 50 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

Resolviendo el sistema

$$[K] [d] = [F]$$

Resolviendo el sistema

$$[K] [d] = [F]$$

$$\Delta x = \frac{125.1738}{EI}$$

$$\Delta x = \frac{(125.1738) (100)}{(2\,410\,000) (0.0021333)} = 2.435 \text{ cm}$$

Rigidez del entrepiso de la subestructura

$$k = \frac{v}{\Delta x} = \frac{100}{2.435} = 41.073 \text{ ton/cm}$$

El periodo de un sistema de un grado de libertad se define como:

$$T = 2\pi \sqrt{M/k}$$

Donde M y k son la masa y rigidez de la estructura, la masa se define como:

$$M = \frac{Wl}{g} = \frac{211.68}{981} = 0.2158 \text{ ton-seg}^2/\text{cm}$$

$$T = 2\pi \sqrt{0.2158 / 41.073} = 0.455 \text{ seg}$$

$$T = 0.455 \text{ seg}$$

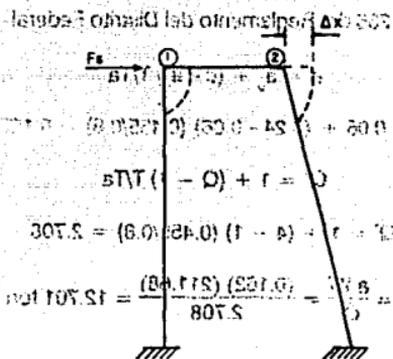


Fig. 4-8 (Influencia de la fuerza sísmica)

$$\Delta = \frac{(0.5)(0.5)(0.5)(0.5)}{807.5} = 0.00062 \text{ cm}$$

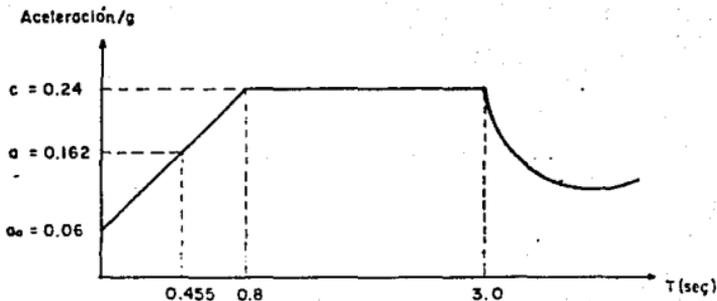


Fig. 4-9 Espectro de diseño elástico

Espectro de diseño

La subestructura es una estructura de marcos dúctiles de concreto reforzado ($Q = 4$), se construirá en el Estado de Tabasco (Zona B) y se desplantará en un terreno compresible (Zona tipo III).

De acuerdo al artículo 236 del Reglamento del Distrito Federal

$$a = a_o + (c - a_o) T/Ta$$

$$a = 0.06 + (0.24 - 0.06) (0.455/0.8) = 0.162$$

$$Q' = 1 + (Q - 1) T/Ta$$

$$Q' = 1 + (4 - 1) (0.455/0.8) = 2.708$$

$$V_y = \frac{a Wl}{Q'} = \frac{(0.162)(211.68)}{2.708} = 12.701 \text{ ton}$$

La fuerza sísmica es:

$$F_{s_y} = V_y + 0.3 V_x = 12.701 + 0.3 (12.701) = 16.511 \text{ ton}$$

$$F_{s_y} = 16.511 \text{ ton}$$

El desplazamiento lateral debido a dicha fuerza es:

$$\Delta_x = \frac{(16.511)(2.435)}{100} = 0.40 \text{ cm}$$

Vectores de fuerzas de los diferentes grupos de combinaciones de carga

			I		II.1		II.2		III.1		III.2		IV.1		IV.2
	Fx1		19.970		14.534		13.576		30.872		19.927		22.016		5.504
	Fy1		-156.085		-120.948		-120.948		-156.085		-156.085		-120.948		-120.948
[F] =	Fm1	=	33.629	=	25.868	=	26.250	=	33.572	=	33.686	=	26.059	=	26.059
	Fx2		0		0.179		-0.849		0.054		-10.913		8.256		-8.256
	Fy2		-101.115		-78.328		-78.376		-101.108		-101.122		-78.352		-78.352
	Fm2		-25.191		-19.761		-19.279		-25.263		-25.119		-19.520		-19.520

Donde

I	=	[CV + CM + ETv]
II.1	=	[CM + ETm + VE]
II.2	=	[CM + ETm - VE]
III.1	=	[CM + CV + ETv + FL + 0.3VEv]
III.2	=	[CM + CV + ETv - FL - 0.3VEv]
IV.1	=	[CM + ETm + T T]
IV.2	=	[CM + ETm - T T]

Elementos Mecánicos

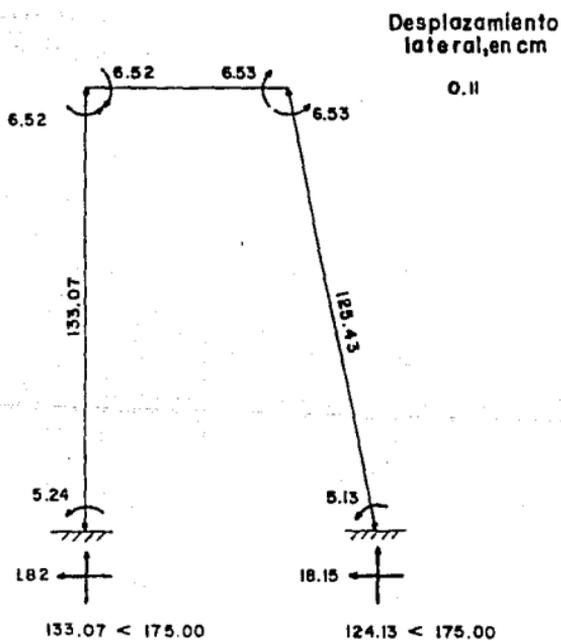


Fig. 4-10 Resultados obtenidos para la combinación de carga (CM + CV + ETv)

Elementos Mecánicos

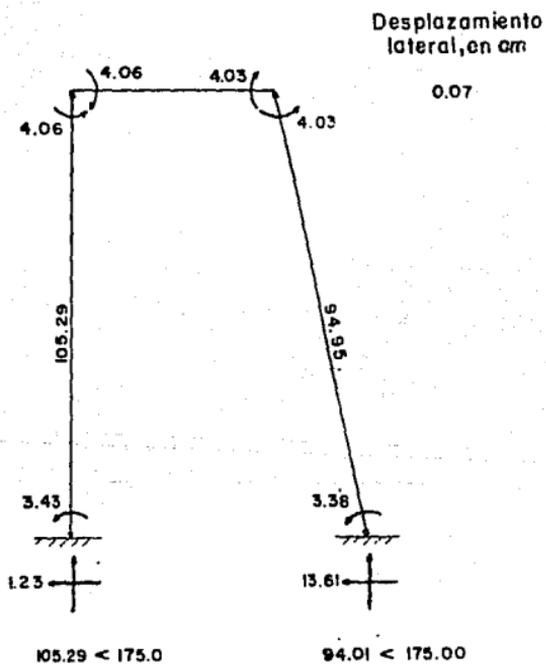


Fig. 4-11 Resultados obtenidos para la combinación de carga (CM + ETa + VE)

Elementos Mecánicos

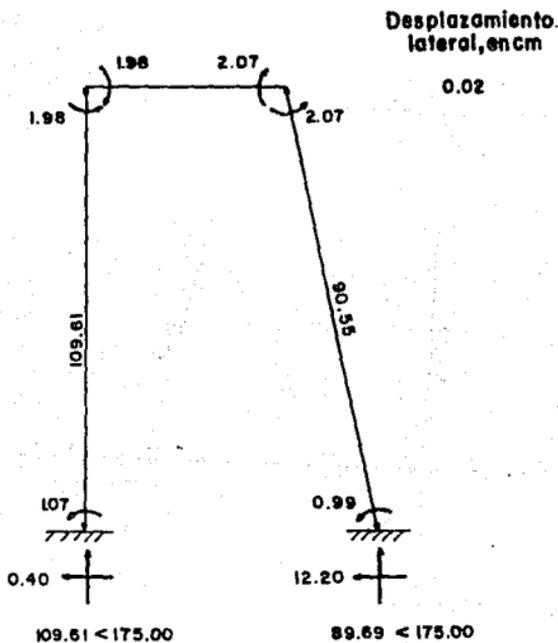


Fig. 4-12 Resultados obtenidos para la combinación de carga (CM + ET_m -VE)

Elementos Mecánicos

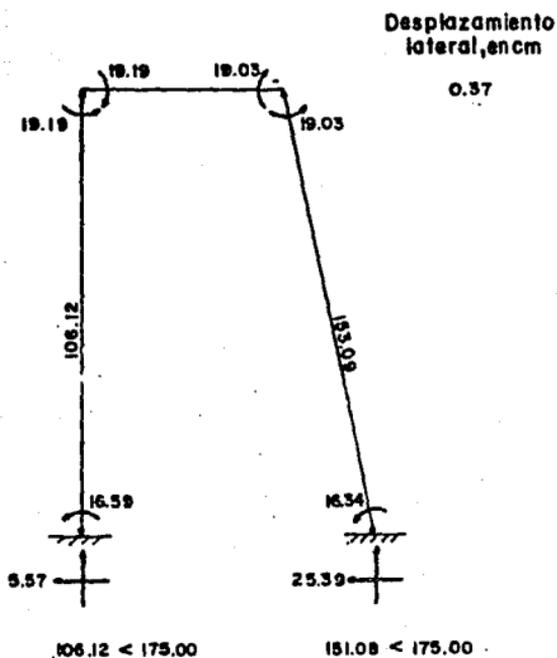


Fig. 4-13 Resultados obtenidos para la combinación de carga (CM + CV + ETv + FL + 0.3 VEv)

Elementos Mecánicos

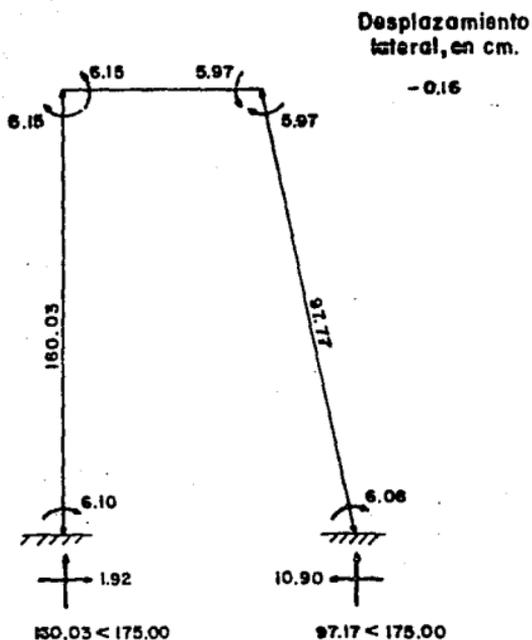


Fig. 4-14 Resultados obtenidos para la combinación de carga (CM + CV + ETv - FL - 0.3 VEv)

Elementos Mecánicos

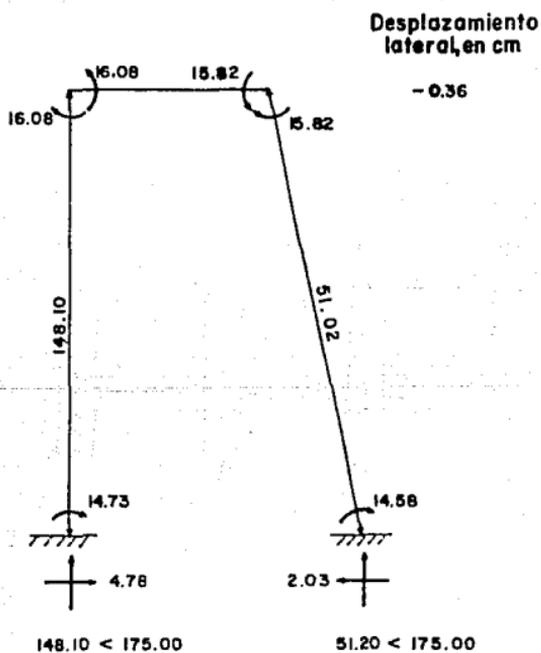


Fig. 4-16 Resultados obtenidos para la combinación de carga (CM + ETm - TT)

4-5 ANALISIS EN EL SENTIDO TRANSVERSAL DE LA SUBESTRUCTURA.

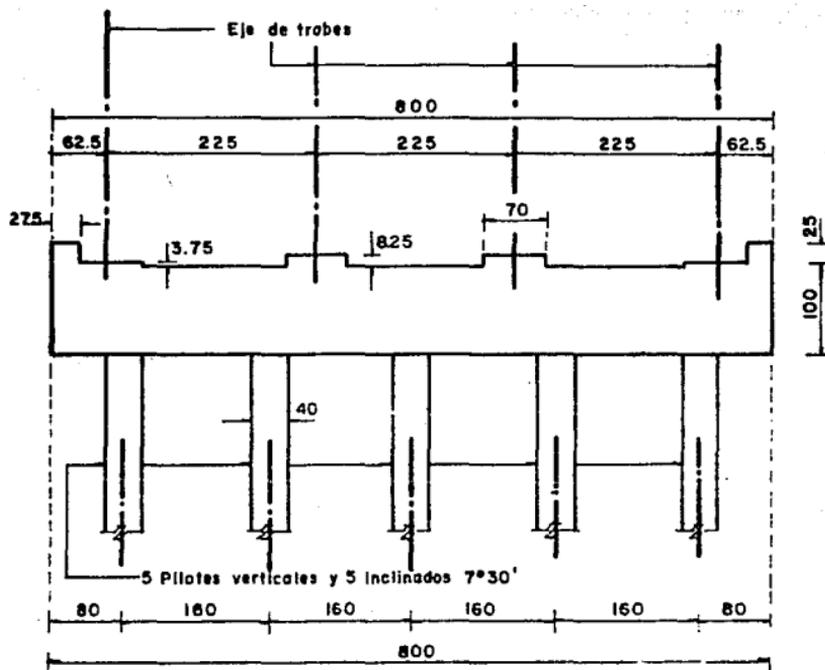
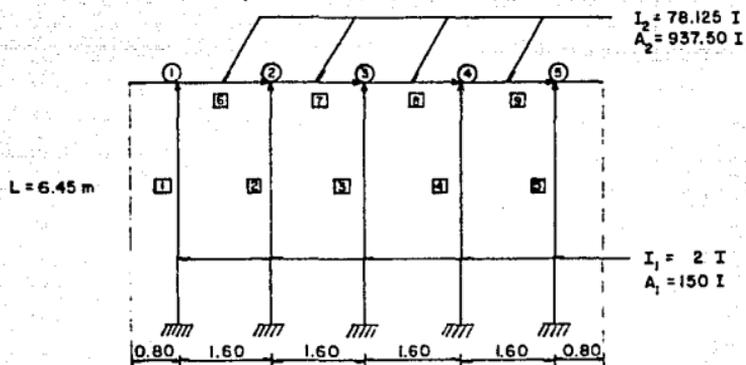


Fig. 4-17 Cabezal elevación

METODO DE RIGIDECES



Vector de desplazamientos (grados de libertad)

$$[d] = \begin{Bmatrix} dx_1 \\ dy_1 \\ de_1 \\ dx_2 \\ dy_2 \\ de_2 \\ dx_3 \\ dy_3 \\ de_3 \\ dx_4 \\ dy_4 \\ de_4 \\ dx_5 \\ dy_5 \\ de_5 \end{Bmatrix}$$

Matrices elementales de la estructura

Rigideces de la barra: 1, 2, 3, 4, 5

Rigidez axial

$$r_n = \frac{EA}{L} = \frac{E(150)}{6.45} = 23.2558 EI$$

Rigideces angulares

$$r_{AA} = \frac{4EI}{L} = \frac{4E(2I)}{6.45} = 1.2403 EI$$

$$r_{BB} = \frac{4EI}{L} = \frac{4E(2I)}{6.45} = 1.2403 EI$$

$$r_{AB} = \frac{2EI}{L} = \frac{2E(2I)}{6.45} = 0.6202 EI$$

Matriz de rigideces de la barra

$$[k] = EI \begin{bmatrix} 23.2558 & & & \\ 0 & 0.6202 & & \\ 0 & 0 & 0.6202 & \\ 0 & 0 & 0 & 0.6202 \end{bmatrix}$$

Matriz de continuidad

$$[a] = \begin{bmatrix} 0 & 1 & 0 \\ -0.1550 & 0 & 0 \\ -0.3101 & 0 & 1 \\ -0.1550 & 0 & 1 \end{bmatrix}$$

Rigideces de la barra: 6, 7, 8, 9

Rigidez axial

$$r_n = \frac{EA}{L} = \frac{E(937.50)}{1.60} = 585.9375 EI$$

Rigideces angulares

$$r_{AA} = \frac{4EI}{L} = \frac{4E(78.125I)}{1.60} = 195.3125 EI$$

$$r_{BB} = \frac{4EI}{L} = \frac{4E(78.125I)}{1.60} = 195.3125 EI$$

$$r_{AB} = \frac{2EI}{L} = \frac{2E(78.125I)}{1.60} = 97.6563 EI$$

Matriz de rigideces de la barra

$$[k] = \begin{bmatrix} 585.9375 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 97.6563 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 97.6563 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 97.6563 \end{bmatrix}$$

Matriz de continuidad

$$[a] = \begin{bmatrix} -1 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & -0.6250 & 1 & 0 & 0.6250 & 0 \\ 0 & -1.2500 & 1 & 0 & 1.2500 & 1 \\ 0 & -0.6250 & 0 & 0 & 0.6250 & 1 \end{bmatrix}$$

Matriz de rigideces de la estructura

$$[K] = [a]^T [k] [a]$$

ESFUERZOS POR SISMO

ANALISIS EN EL SENTIDO TRANSVERSAL

Periodo fundamental de la estructura

El vector de fuerza es:

$$[F] = \begin{bmatrix} Fx_1 \\ Fy_1 \\ Fm_1 \\ Fx_2 \\ Fy_2 \\ Fm_2 \\ Fx_3 \\ Fy_3 \\ Fm_3 \\ Fx_4 \\ Fy_4 \\ Fm_4 \\ Fx_5 \\ Fy_5 \\ Fm_5 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 20 \\ 0 \\ 0 \\ 20 \\ 0 \\ 0 \\ 20 \\ 0 \\ 0 \\ 20 \\ 0 \\ 0 \\ 20 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

Resolviendo el sistema

$$[K] [d] = [F]$$

$$\Delta_x = \frac{226.2744}{EI}$$

$$\Delta_x = \frac{(226.2744) (100)}{(2\,410\,000) (0.0021333)} = 4.401 \text{ cm}$$

Rigidez del entrepiso

$$K = \frac{V}{\Delta_x} = \frac{100}{4.401} = 22.721 \text{ ton/cm}$$

Periodo fundamental

$$m = 0.2158 \text{ ton-seg}^2/\text{cm}$$

$$T = 2\pi \sqrt{0.2158/22.721} = 0.612 \text{ seg}$$

Del artículo 236 (R. D. F.)

$$a = 0.06 + (0.24 - 0.06) (0.612/0.8) = 0.198$$

$$Q' = 1 + (4 - 1) (0.612/0.8) = 3.296$$

$$V_x = \frac{a W I}{Q'} = \frac{(0.198) (211.68)}{3.296} = 12.701 \text{ ton}$$

La fuerza sísmica es:

$$F_{sx} = V_x + 0.3 V_y = 12.701 + 0.3 (12.701) = 16.511 \text{ ton}$$

$$F_{sx} = 16.511 \text{ ton}$$

El desplazamiento lateral debido a dicha fuerza es:

$$\Delta x = \frac{(16.511) (4.401)}{100} = 0.73 \text{ cm}$$

Vectores de fuerzas de los grupos de combinaciones de carga

	I	II	III	IV
F_{x1}	0	1.200	0.689	3.302
F_{y1}	-61.860	-47.385	-61.860	-47.385
F_{m1}	-9.769	-7.598	-9.878	-7.235
F_{x2}	0	1.200	0.689	3.302
F_{y2}	-50.811	-39.406	-50.811	-39.406
F_{m2}	12.235	8.473	12.126	8.836
F_{x3}	0	1.200	0.689	3.302
[F] = F_{y3}	= -31.858	= -25.718	= -31.858	= -25.718
F_{m3}	0	-0.363	-0.109	0
F_{x4}	0	1.200	0.689	3.302
F_{y4}	-50.811	-39.406	-50.811	-39.406
F_{m4}	-12.235	-9.199	-12.344	-8.836
F_{x5}	0	1.200	0.689	3.302
F_{y5}	-61.860	-47.385	-61.860	-47.385
F_{m5}	9.769	6.872	9.660	7.235

Donde	Grupo	Combinación de carga
	I =	[CM + CV]
	II =	[CM + VE]
	III =	[CM + CV + 0.3 VE]
	IV =	[CM + T T]

Tabla 4-4 Momentos de empotramiento

Barras \ Grupo		I	II	III	IV
1	MA	0	-0.194	-0.058	0
	MB	0	0.363	0.109	0
2	MA	0	-0.194	-0.058	0
	MB	0	0.363	0.109	0
3	MA	0	-0.194	-0.058	0
	MB	0	0.363	0.109	0
4	MA	0	-0.194	-0.058	0
	MB	0	0.363	0.109	0
5	MA	0	-0.194	-0.058	0
	MB	0	0.363	0.109	0
6	MA	-1.301	-0.194	-0.058	-1.301
	MB	1.301	0.363	0.109	1.301
7	MA	-13.536	-0.194	-0.058	-10.137
	MB	6.467	0.363	0.109	5.032
8	MA	-6.467	-0.194	-0.058	-5.032
	MB	13.536	0.363	0.109	10.137
9	MA	-1.301	-0.194	-0.058	-1.301
	MB	1.301	0.363	0.109	1.301

Elementos Mecánicos

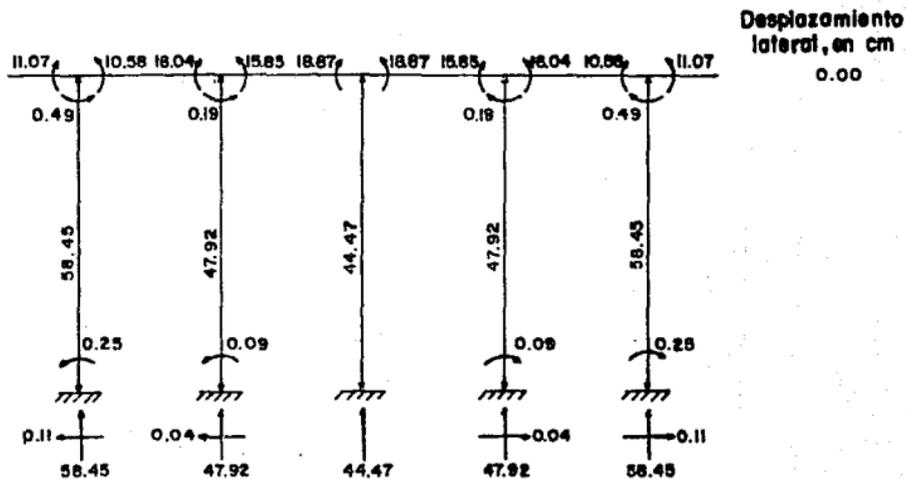


Fig. 4-18 Resultados obtenidos para la combinación de carga (CH + CV)

Elementos Mecánicos

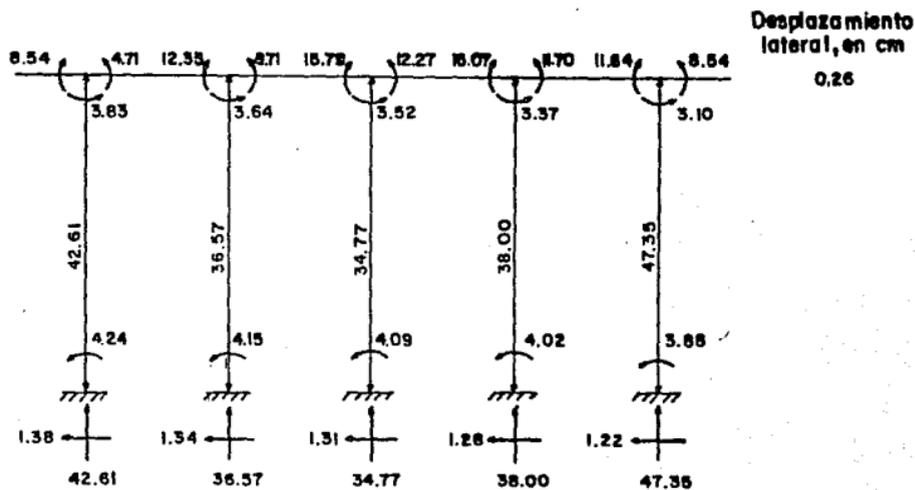


Fig. 4-19 Resultados obtenidos para la combinación de carga (CM.+ VE)

Elementos Mecánicos

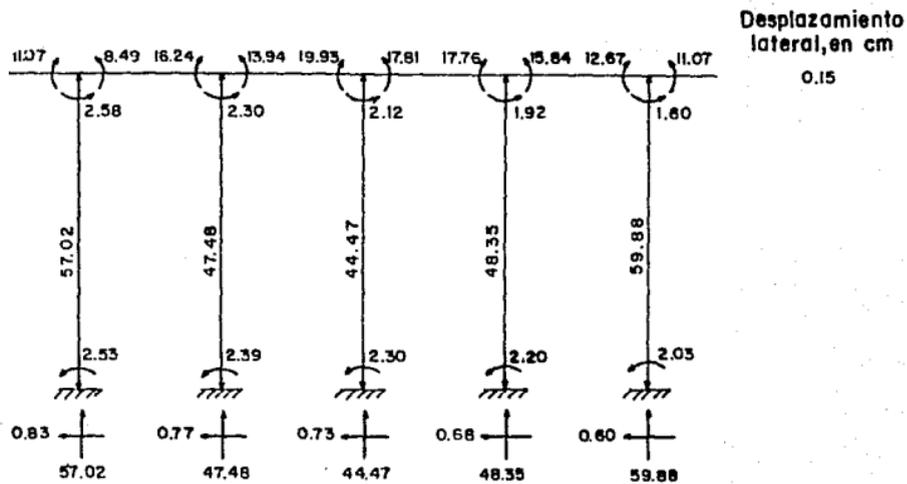


Fig. 4-20 Resultados obtenidos para la combinación de carga (CM + CV + 0.3 VE)

Elementos Mecánicos

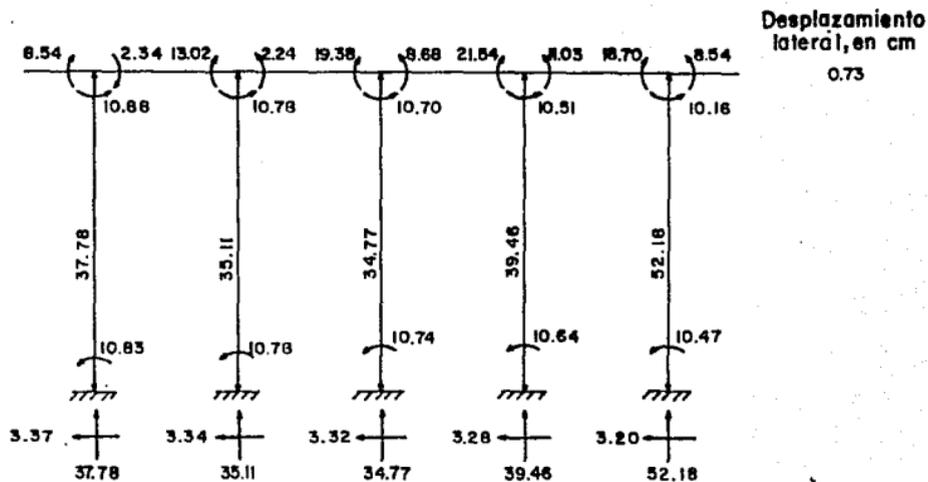


Fig. 4-21 Resultados obtenidos para la combinación de carga (CM + TT)

4-6 DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE LA SUBESTRUCTURA.

DISEÑO DEL MURO

El muro se calcula como un cantiliver empotrado al cabezal.

El empuje de tierras es el correspondiente a la altura del muro, de la (Fig. 4-5).

Empuje activo

$$E_a = E_1 = 1.171 \text{ ton/m}$$

El punto de aplicación del empuje se encuentra a:

$$\bar{Y} = \left\{ \frac{1}{3} \right\} \left\{ \frac{h^2 + 3h h_1}{h + 2 h_1} \right\}$$

Donde el punto de aplicación del empuje se encuentra a:

$$\bar{Y} = \left(\frac{1}{3} \right) \left(\frac{1.70^2 + 3 (1.70) (0.61)}{1.70 + 2 (0.61)} \right) = 0.69 \text{ m}$$

Momento de empotramiento:

$$M = E_a \bar{Y} = (1.171) (0.69) = 0.81 \text{ ton-m / m}$$

$$M_u = \gamma B_{ET} M$$

Donde $\gamma =$ Factor de carga
 $B_{ET} =$ Coeficiente para empuje de tierras lateral.

$$M_u = (1.3) (1.3) (0.81) = 1.40 \text{ ton-m/m}$$

$$M_u = 1.40 \text{ ton-m/m}$$

Análisis a flexión

Materiales

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

$$\text{Acero: } f_y = 4\,000 \text{ kg/cm}^2$$

Refuerzo mínimo

$$\rho_{\min} = \frac{14}{f_y} = \frac{14}{4\,000} = 0.0035$$

$$M_u = \phi \, b d^2 f'c w (1 - 0.59w)$$

$$\frac{M_u}{\phi \, b d^2 f'c} = w (1 - 0.59w)$$

$$\frac{1.40 \times 10^5}{(0.9)(100)(19)^2(250)} = w (1 - 0.59w)$$

Resolviendo la ecuación

$$w = 0.0174$$

$$\rho = w \frac{f'c}{f_y} = 0.0174 \frac{250}{4\,000} = 0.0011$$

$$\rho = 0.0011 < \rho_{\min} = 0.0035$$

$$\therefore \rho = \rho_{\min} = 0.0035$$

$$A_s = \rho b d = (0.0035)(100)(19) = 6.65 \text{ cm}^2$$

$$\text{as No. 4} = 1.27 \text{ cm}^2$$

$$\text{Núm. Vars. No. 4} = \frac{6.65}{1.27} = 6 @ 16 \text{ cm}$$

Se emplearan varillas del número 4 a cada 16 cm en ambas caras del muro (Fig. 4-24).

Esfuerzo cortante

La fuerza cortante que provocará corte en la sección es Ea .

$$V = Ea = 1.171 \text{ ton}$$

$$Vu = \gamma B_{ET} Ea = (1.3) (1.3) (1.171) = 1.98 \text{ ton}$$

Esfuerzo factorizado

$$vu = \frac{Vu}{\phi bd} = \frac{1980}{(0.85)(100)(19)} = 1.23 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo cortante que toma el concreto:

$$v_{cu} = 0.53 \sqrt{f'c} = 0.53 \sqrt{250} = 8.38 \text{ kg/cm}^2$$

$$8.38 \text{ kg/cm}^2 > 1.23 \text{ kg/cm}^2$$

El muro resiste satisfactoriamente el esfuerzo cortante.

Refuerzo por contracción y temperatura

Para prevenir la formación de grietas y contracciones se pondrá un refuerzo mínimo con varillas horizontales.

$$A_{st} = 0.003 bd$$

$$A_{st} = 0.003 (100) (19) = 5.7 \text{ cm}^2$$

$$\text{as No. 4} = 1.27 \text{ cm}^2$$

$$\text{Núm. Vars. No. 4} = \frac{5.7}{1.27} = 5 @ 20 \text{ cm}$$

Se emplearan varillas del número 4 a cada 20 cm en ambas caras del muro (Fig. 4-24).

ANÁLISIS Y DISEÑO DEL CABEZAL

El análisis del cabezal consiste en obtener el momento y el cortante máximos de la envolvente de cada uno de los marcos (Fig. 4-22), para las diferentes combinaciones de carga.

Materiales

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

$$\text{Acero: } f_y = 4\,000 \text{ kg/cm}^2$$

Análisis a flexión

Constantes

Refuerzo mínimo

$$\rho_{\min} = \frac{14}{f_y} = \frac{14}{4\,000} = 0.0035$$

Refuerzo máximo

$$\beta_1 = \left(1.05 - \frac{f'c}{1\,400}\right) = \left(1.05 - \frac{250}{1\,400}\right) = 0.87 > 0.85$$

$$\rho_b = \frac{\beta_1 0.85 f'c}{f_y} \frac{6\,000}{6\,000 + f_y}$$

$$\rho_b = \frac{(0.85)(0.85)(250)}{4\,000} \frac{6\,000}{6\,000 + 4\,000}$$

$$\rho_b = 0.02709$$

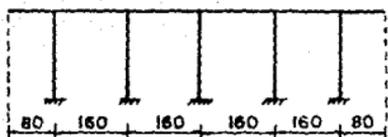
$$\rho_{\max} = 0.75 \rho_b = 0.75 (0.02709) = 0.02032$$

$$\rho_{\max} = 0.02032$$

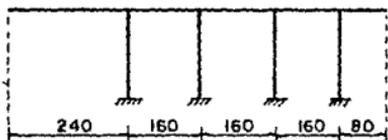
Esfuerzos máximos

Momento máximo negativo

$$M = 107.385 \text{ ton-m}$$



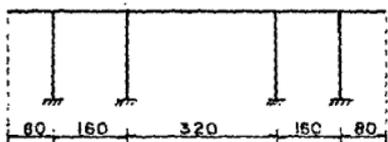
a) No presenta falla de pilotes



b) Falta de dos pilotes externos



c) Falta de dos pilotes internos



d) Falta de dos pilotes centrales

Fig. 4-22 Marco bajo diferentes condiciones de apoyo para obtener las envolventes de diseño de momento flexionante y cortante de la viga cabrazal.

El diseño del cabezal se realizará por cargas últimas (cargas de servicios afectadas de factor de carga).

$$M_u = \gamma M$$

$$M_u = (1.3) (107.385) = 139.601 \text{ ton-m}$$

$$M_u = \phi b d^2 f'c (1 - 0.59w)$$

$$\frac{M_u}{\phi b d^2 f'c} = w (1 - 0.59w)$$

$$\frac{139.601 \times 10^5}{(0.9) (200) (90^2) (250)} = w (1 - 0.59w)$$

$$0.59 w^2 - w + 0.0383$$

Resolviendo la ecuación cuadrática

$$w = 0.0392$$

$$\rho = \frac{w f'c}{f_y} = \frac{(0.0392) (250)}{(4000)} = 0.0025$$

$$0.0025 < \rho_{\min} = 0.0035$$

$$\therefore \rho = \rho_{\min} = 0.0035$$

$$A_s = \rho b d = (0.0035) (200) (90) = 63 \text{ cm}^2$$

$$\text{as No. 8} = 5.07 \text{ cm}^2$$

$$\text{Núm. Vars. No. 8} = \frac{63}{5.07} = 13 @ 15 \text{ cm}$$

Momento resistente de proyecto

$$A_s = (5.07) (13) = 65.91 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'c b} = \frac{(65.91) (4000)}{(0.85) (250) (200)} = 6.20 \text{ cm}$$

$$M_r = \phi \left[A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \right]$$

$$M_r = 0.9 \left[(65.91) (4\,000) \left(90 - \frac{6.20}{2} \right) \right]$$

$$M_r = 206.19 \text{ ton-m} > 107.385 \text{ ton-m}$$

Momento máximo positivo

$$M = 27.994 \text{ ton-m}$$

$$M_u = (1.3) (27.944) = 36.39 \text{ ton-m}$$

$$36.39 \text{ ton-m} < 206.19 \text{ ton-m}$$

∴ Se armarán tanto el lecho superior como el inferior con Vars. No. 8 @ 15 cm (Fig. 4-24)

Análisis por cortante (Refuerzo transversal)

Esfuerzo máximo cortante

$$V = 61.861 \text{ ton}$$

$$V_u = (1.3) (61.861) = 80.42 \text{ ton}$$

Esfuerzo cortante factorizado

$$v_u = \frac{V_u}{\phi b d} = \frac{80\,420}{(0.85) (200) (90)} = 5.26 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo cortante que toma el concreto

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} = 0.53 \sqrt{2500} = 8.38 \text{ kg/cm}^2$$

$$5.26 \text{ kg/cm}^2 < 8.38 \text{ kg/cm}^2$$

La viga cabezal se comporta satisfactoriamente por esfuerzo cortante; pero por especificación se debe colocar un refuerzo mínimo

Area mínima igual a:

$$A_v = 3.5 \frac{bs}{f_y}$$

Se colocaran estribos a cada 20 cm

$$A_v = 3.5 \frac{(200)(20)}{4000} = 3.5 \text{ cm}^2$$

Usando varillas No. 5 (2 ramas)

$$A_v = 2 (1.98) = 3.96 \text{ cm}^2 > 3.5 \text{ cm}^2$$

Para proporcionar restricción vertical se usaran estribos en forma de grapas en la forma representada en la (Fig. 4-24).

Refuerzo por temperatura

Usando varillas No. 6 (2 ramas)

$$A_{vh} = 2 (2.85) = 5.7 \text{ cm}^2$$

Separación

$$S = \frac{A_{vh}}{0.0025 b} = \frac{5.7}{(0.0025)(100)} = 22 \text{ cm}$$

Se emplearan varillas horizontales del No. 6 @ 20 cm en el alma del cabezal (Fig. 4-24).

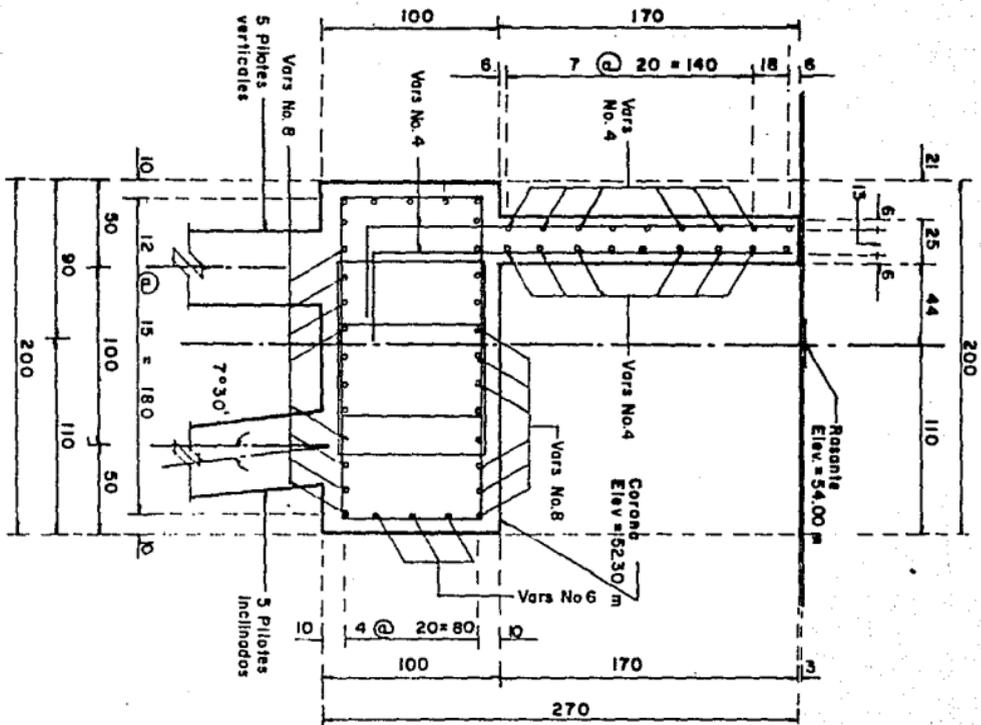


FIG. 4-24 Corte A-A

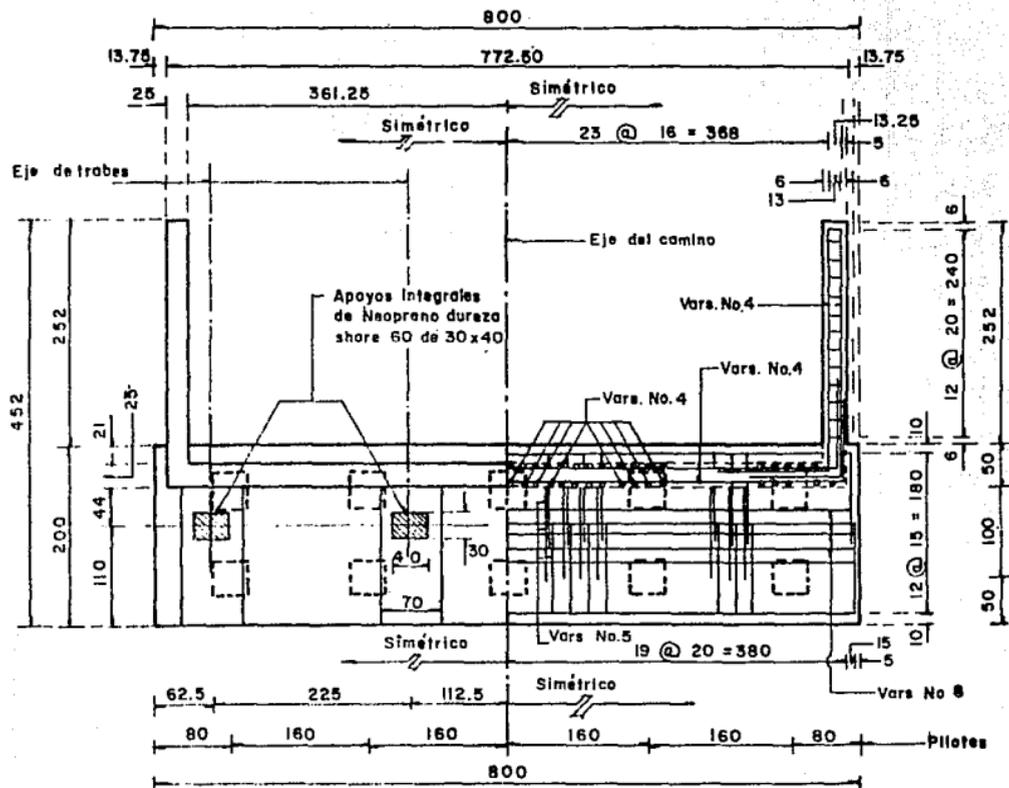


Fig. 4-25 Dimensiones refuerzo (Planta)

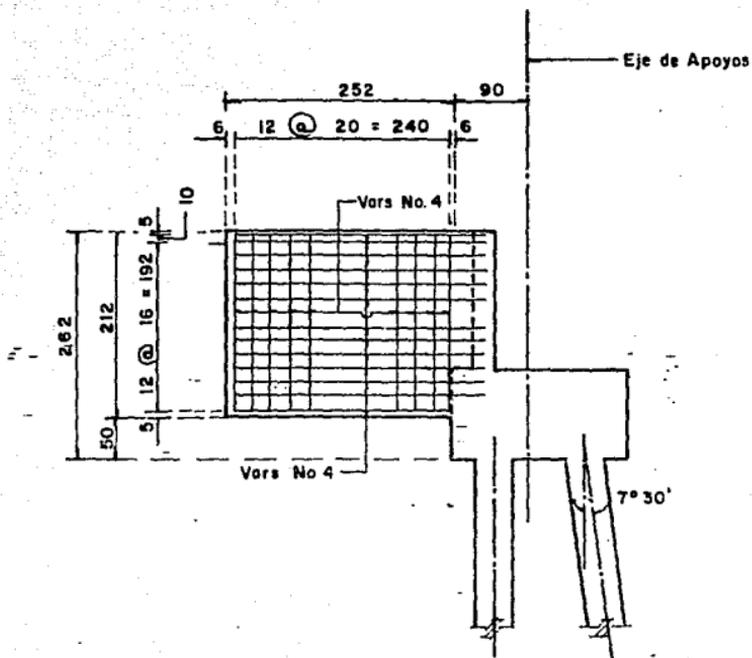


Fig. 4-26 Refuerzo de aleros

DIMENSIONAMIENTO DE PILOTES SUJETOS A COMPRESION Y FLEXION BIAIXIAL

Las combinaciones de carga más críticas son las que se deben a carga muerta más sismo en dirección (x), y carga muerta más empuje de tierras más sismo, en dirección (y).

Acciones Internas de servicio

Condición de carga [CM + TT]

$$M_x = 10.74 \text{ ton-m}$$

$$P = 34.77 \text{ ton}$$

Condición de carga [CM + ETm + TT]

$$M_y = 4.44 \text{ ton-m}$$

Cargas factorizadas

$$M_{xu} = 1.3 (10.74) = 13.96 \text{ ton-m}$$

$$M_{yu} = 1.3 (4.44) = 5.77 \text{ ton-m}$$

$$P_u = 1.3 (34.77) = 45.20 \text{ ton}$$

Excentricidad accidental:

$$e_a = 0.05h \geq 2 \text{ cm}$$

$$e_a = (0.05) (40) = 2 \text{ cm}$$

Excentricidad total en (x)

$$e_x = \frac{13.96}{45.20} + 0.02 = 0.33 \text{ m}$$

Excentricidad total en (y)

$$e_y = \frac{5.77}{45.20} + 0.02 = 0.15 \text{ m}$$

Materiales

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

$$\text{Acero: } f_y = 4\,000 \text{ kg/cm}^2$$

El refuerzo consistirá en 8 varillas del No. 8, en sentido longitudinal.

Varilla de acero

$$\rho = \frac{A_h}{b h} = \frac{(5.07)(8)}{(40)(40)} = 0.0254$$

Constantes

$$f^*c = 0.8 f'c = 0.80 (250) = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f''c = 0.85 f^*c = 0.85 (200) = 170 \text{ kg/cm}^2$$

$$q = \rho \frac{f_y}{f''c} = 0.0254 \cdot \frac{4\,000}{170} = 0.60$$

METODO DE SOLUCION

Fórmula de Boris Bresler

$$P_R = \frac{1}{1/P_{Rx} + 1/P_{Ry} - 1/P_{Ro}}$$

Donde:	P_R	=	Carga normal resistente de diseño, aplicada con las excentricidades e_x y e_y
	P_{Ro}	=	Carga axial resistente de diseño, suponiendo $e_x = e_y = 0$
	P_{Rx}	=	Carga normal de diseño aplicada con la excentricidad e_x
	P_{Ry}	=	Carga normal de diseño aplicada con la excentricidad e_y

DETERMINACION DE LA RESISTENCIA (P_R)

Cálculo de P_{Ro}

$$P_{Ro} = 0.75 [(170) (1\,600) + (40.56) (4\,000)]$$

$$P_{Ro} = 325\,680 \text{ kg}$$

Cálculo de Prx

$$\frac{d}{h} = \frac{40 - 6.5}{40} = 0.84 \therefore \text{usar la figura C.7}$$

$$\frac{ex}{h} = \frac{33}{40} = 0.83$$

$$q = 0.60$$

$$Kx = 0.30$$

Gráficas para diseñar columnas de concreto reforzado, Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, D.F., septiembre, 1980, de Roberto Melé y Mario Rodríguez.

$$Prx = Kx Fr bh f'c$$

$$Prx = (0.30) (0.75) (40) (40) (170) = 61\,200 \text{ kg}$$

Cálculo de Pry

$$\frac{d}{b} = \frac{40 - 6.54}{40} = 0.84 \therefore \text{usar la figura C.7}$$

$$\frac{ey}{b} = \frac{15}{40} = 0.38$$

$$q = 0.60$$

$$Ky = 0.60$$

$$Pry = Ky Fr bh f'c$$

$$Pry = (0.60) (0.75) (40) (40) (170) = 122\,400 \text{ kg}$$

Cálculo de PR

$$P_R = \frac{1}{\frac{1}{61\,200} + \frac{1}{122\,400} + \frac{1}{325\,680}} = 46\,643 \text{ kg}$$

$$PR = 46.64 > 45.20 \text{ ton}$$

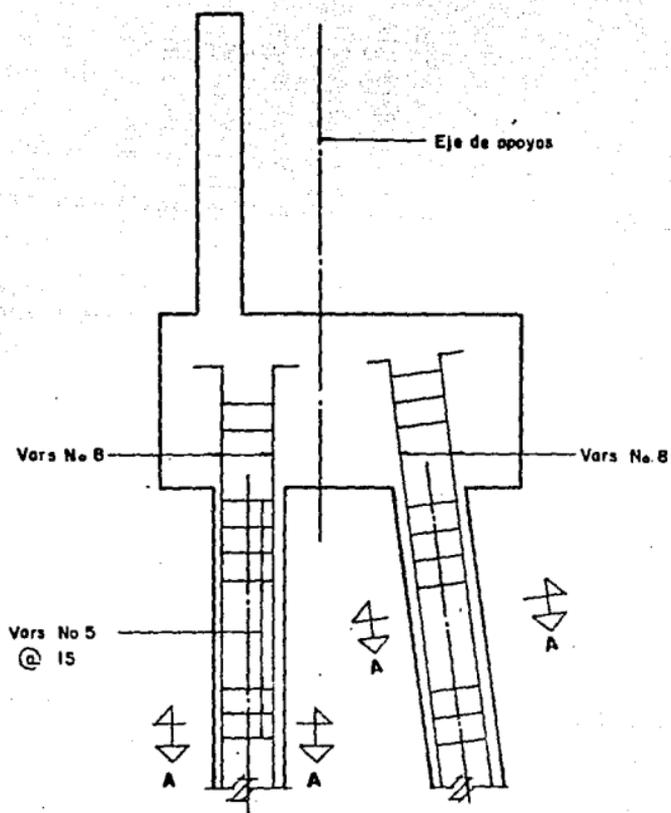


Fig. 4-27 Unión del cabezal con pilotes

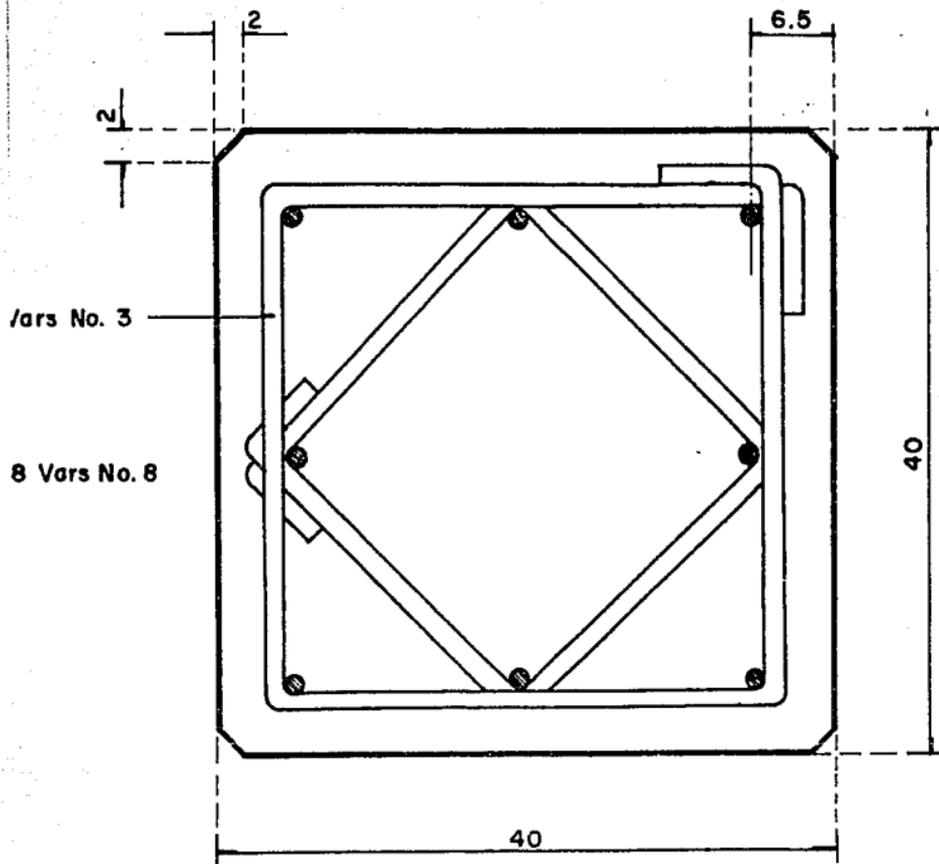


Fig. 4-28 Corte A-A

4-7 CALCULO DE LA RASANTE

La rasante del acceso y descenso del puente estará compuesta de dos curvas verticales: una curva en columpio, enlazada con una curva en cresta (Fig. 4-29).

Definiciones	PCV	=	Principio de la curva vertical
	PIV	=	Punto de Intersección vertical
	PTV	=	Punto de tangente vertical (punto donde termina la curva)

Elementos de la curva en columpio (margen izquierda)

1) Cálculo de la pendiente (p_2)

$$p_2 = \frac{54.0 - 51.73}{40} = + 0.05675$$

2) Cálculo del desnivel que hay entre la prolongación de la tangente de entrada y el PTV.

$$H = (p_2 - p_1) \left(\frac{L}{2}\right)$$

Donde:	p_1, p_2	=	Pendientes de entrada y salida, respectivamente
	L	=	Longitud de la curva, en m

$$H = (0.05675 - 0.0) \left(\frac{40}{2}\right) = 1.135 \text{ m}$$

3) Corrección a la tangente en cada punto de cada unidad de intervalo

$$C = \frac{H}{L^2} a^2$$

Donde	a	=	Distancia desde el PCV, en m
	L	=	Longitud de la curva, en m

$$C = \frac{1.135}{40^2} a^2 = 0.000709 a^2$$

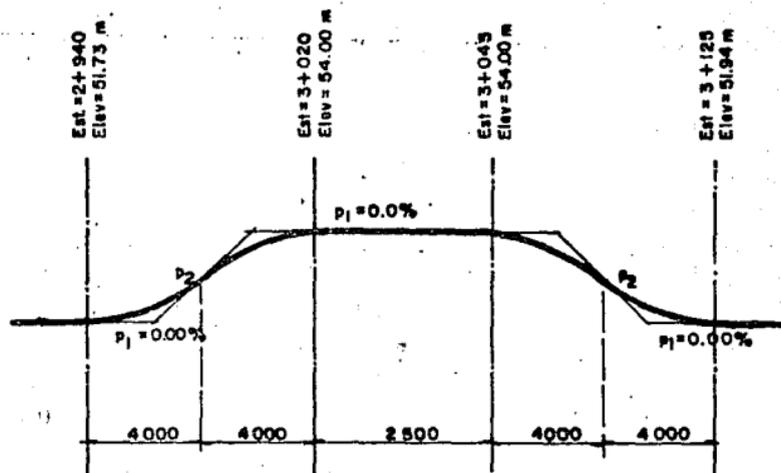


Fig. 4-29 Datos del perfil de construcción

Tabla 4-5 Forma de calcular elevaciones de la curva

Estación	a	a ²	C	Elevación de la tangente	Elevación de la curva
PCV 2 + 940	0	0	0.0	51.73	51.73
2 + 950	10	100	0.071	51.73	51.80
2 + 960	20	400	0.284	51.73	52.01
2 + 970	30	900	0.638	51.73	52.37
PTV 2 + 980	40	1 600	1.135	51.73	52.87

Elevaciones de la curva en cresta

Tabla 4-6 Forma de calcular elevaciones de la curva

Estación	a	a ²	C	Elevación de la tangente	Elevación de la curva
PCV 2 + 980	0	0	0.0	52.87	52.87
2 + 990	10	100	-0.071	53.43	53.36
3 + 000	20	400	-0.284	54.00	53.72
3 + 010	30	900	-0.638	54.57	53.93
PTV 3 + 020	40	1 600	-1.135	55.14	54.00

Elementos de la curva en cresta (Margen derecha)

1) Cálculo de la pendiente (p₂)

De la figura 4-29

$$p_2 = \frac{51.94 - 54.0}{40} = -0.051500$$

2) Cálculo del desnivel

$$H = (p_2 - p_1) \left(\frac{L}{2}\right)$$

$$H = (-0.0515 - 0) \left(\frac{40}{2}\right) = -1.030 \text{ m}$$

3) Corrección a la tangente en cada punto de unidad de intervalo

$$C = \frac{H}{L^2} a^2$$

$$C = \frac{-1.030}{40^2} a^2 = -0.00064375 a^2$$

Tabla 4-7 Forma de calcular elevaciones de la curva

Estación	a	a ²	C	Elevación de la tangente	Elevación de la curva
PCV 3 + 045	0	0	0.0	54.00	54.00
3 + 060	15	225	-0.14	54.00	53.86
3 + 065	20	400	-0.26	54.00	53.74
3 + 080	35	1 225	-0.79	54.00	53.21
3 + 085	40	1 600	-1.03	54.00	52.97

Elevaciones de la curva en cumplo

Tabla 4-8 Forma de calcular elevaciones de la curva

Estación	a	a ²	C	Elevación de la tangente	Elevación de la curva
PCV 3 + 980	0	0	0.0	52.97	52.97
3 + 990	15	225	0.14	52.20	52.34
3 + 000	20	400	0.26	51.94	52.20
3 + 010	35	1 225	0.79	51.17	51.86
3 + 020	40	1 600	1.03	50.91	51.94

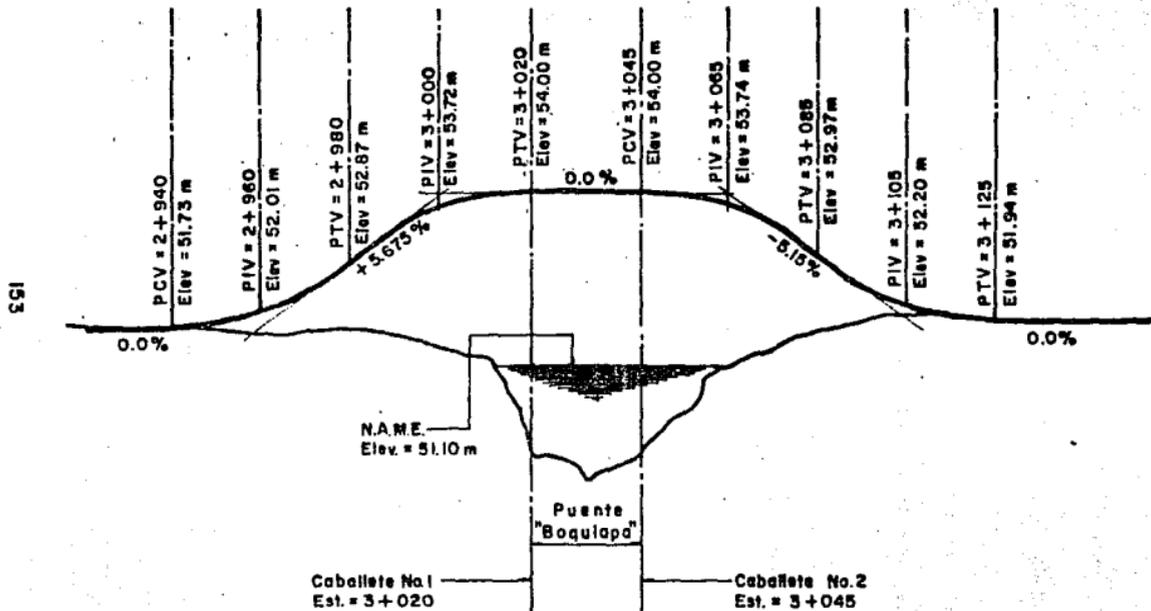


Fig. 4-30 Croquis de rasante

ESPECIFICACIONES DE CONSTRUCCION

5-1 INTRODUCCION

En el presente capítulo se describen las especificaciones para la construcción del puente "Boquilapa".

Las especificaciones de construcción fijan de un modo u otro los objetivos que se persiguen; mediante la descripción en forma detallada de la superestructura, subestructura y obras auxiliares en lo que se refiere a sus dimensiones, materiales, equipo y maquinaria y procedimientos de construcción para cada una de las etapas de construcción del puente, asimismo comprenden la redacción de las condiciones generales, para los contratistas.

Dichas especificaciones se consideran institucionales, particulares y complementarias.

Especificaciones institucionales

Las normas o especificaciones institucionales se refieren a la construcción de un tipo general de obra. Estas normas se aplican por ejemplo, a todos los tipos de puentes que se construyen en el país.

Especificaciones particulares

Las especificaciones particulares, se refieren a la construcción especial de un tipo de obra, de las contempladas en las normas Institucionales.

Especificaciones complementarias

Las especificaciones complementarias, son las que se indican en el proyecto de una obra particular.

Las especificaciones deben ser realistas, ajustadas a lo que debe y puede lograrse dadas las características del país, en donde construirán las obras, para el presente proyecto se aplicarán las Normas de Construcción de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes.

5-2 ESPECIFICACIONES PARA LA CONSTRUCCION DE LA SUPERESTRUCTURA

MATERIALES

Concreto hidráulico

El concreto hidráulico es la mezcla y combinación de cemento Portland, agregados pétreos seleccionados, agua y adicionantes en su caso, en dosificación adecuada, que al fraguar adquiere las características previamente fijadas.

Los materiales que se emplearán en la fabricación del concreto hidráulico son los siguientes: Cemento Portland en sus tipos I o III, agua, agregado fino y agregado grueso.

Agregados

Los agregados fino y grueso se obtendrán de los bancos o depósitos fijados por la Secretaría, o bien de los propuestos por el contratista y aprobados por la Secretaría.

Dosificación

La dosificación de los materiales requeridos en la elaboración del concreto, para la f'c fijada por el proyecto y/o ordenado por la Secretaría, será determinada por el contratista, bajo su exclusiva responsabilidad; si el contratista lo solicita, la Secretaría colaborará en el proyecto de la dosificación del concreto, pero no intervendrá obligatoriamente en la dosificación de los ingredientes durante la elaboración del mismo, por lo que será el propio contratista el único responsable de los consumos reales de los materiales y de las resistencias que se obtengan.

Cuando se trate de elementos tales como columnas, caballetes, pilas, pilotes, arco o elementos presforzados, en que predominen los esfuerzos por compresión a lo largo de todo el elemento, el promedio de las resistencias de cada grupo de tres muestras consecutivas obtenidas del concreto colado en un día, curadas en el laboratorio, deberá ser por lo menos igual a f'c. Se requieren cuando menos cinco muestras de cada clase de concreto colado en un día y/o por cada cincuenta metros cúbicos de concreto. Las muestras se obtendrán de bachadas escogidas al azar y cada una deberá constar de dos especímenes obtenidos de la misma bachada. El número total de muestras que sean de la misma clase de concreto, será como mínimo de diez.

Mezclado

La revoltura de los materiales deberá hacerse a máquina en cuyo caso se observarán los siguientes requisitos:

- a) El contratista deberá recabar previamente la aprobación de la Secretaría para el equipo que pretenda usar. Si durante la ejecución del trabajo el equipo presenta deficiencias, el contratista estará obligado a corregirlas o a retirar las máquinas defectuosas y reemplazarlas por otras en buenas condiciones.
- b) La revoltura deberá hacerse con una máquina-revolvedora que trabaje a su capacidad normal y que garantice la homogeneidad de la mezcla. La revolvedora deberá estar siempre dotada de un tanque dosificador de agua, debidamente calibrado y con un cierre especial. La revolvedora deberá tener también un aditamento para cerrar automáticamente la tolva de descarga y evitar que se vacíe antes de que los materiales hayan sido mezclados durante el tiempo mínimo fijado. Los tiempos de revoltura en seco y con agua serán fijados en cada caso por la Secretaría, pero este último nunca deberá ser menor de uno punto cinco minutos. El contenido de la revolvedora deberá salir por completo del tambor antes de que los materiales para la siguiente revoltura sean introducidos en el mismo. La revolvedora deberá girar con una velocidad tangencial periférica aproximada de un metro por segundo.

Si la obra así lo amerita, deberá contarse por lo menos con dos revolvedoras, para evitar cualquier suspensión en el colado; en caso contrario, bastará con tener una revolvedora y además, tarimas estancadas para un eventual colado a mano, a fin de garantizar que no se interrumpa el trabajo por descompostura de revolvedora.

- c) Antes de iniciar la producción de concreto, deberá contarse con la autorización escrita de la Secretaría, previa verificación de ésta de que se encuentran en el lugar todos los materiales, equipo y personal necesarios para el colado completo de una unidad como mínimo y que el equipo se encuentra en buenas condiciones de funcionamiento.
- d) Previamente a la elaboración de la primera revoltura de materiales, las paredes interiores de la revolvedora deberán recubrirse con mortero de cemento-arena de la misma dosificación relativa que la fijada para el concreto por elaborar, con el objeto de garantizar que no se altere la dosificación.
- e) Cuando por algún motivo y después de haberse hecho la revoltura, tenga que dejarse ésta en reposo dentro de la revolvedora, no deberá permanecer más de veinte minutos en ella y antes de vaciarla deberá volverse a mezclar por lo menos durante un minuto. Cuando la revoltura

permanezca dentro de la revolvedora más de veinte minutos, deberá desperdiciarse.

- f) Siempre que se suspenda el trabajo de una revolvedora por más de treinta minutos, deberán lavarse la tolva, el tambor y los canales, quitándoles las costras de concreto, antes de volver a utilizarla.

Colocación y vibrado

Dentro de los treinta minutos posteriores a la incorporación del agua en el mezclado, el acomodo y compactación de la revoltura se harán de manera que llene totalmente los moldes, sin dejar huecos dentro de su masa. Esto se obtendrá con alguno de los procedimientos siguientes:

- a) Mediante el uso de vibradores de inmersión según los elementos estructurales por colar previa aprobación de la Secretaría. Deberán emplearse en número suficiente para asegurar un correcto acomodo de la revoltura, de acuerdo con el volumen correspondiente a la etapa que deba colarse.
- b) Cuando la revoltura se deposite en pisos o en estructuras de espesor reducido, se acomodará correctamente mediante reglas vibratorias, máquinas de acabado u otros equipos o métodos autorizados por la Secretaría.
- c) Cuando se trate de elementos precolados se usarán, además, mesas vibratorias o vibradores de molde como lo fije el proyecto y/o lo ordene la Secretaría.
- d) Cuando con la aprobación de la Secretaría no se usen vibradores, la revoltura deberá acomodarse perfectamente picándola con varillas metálicas, del diámetro y en la cantidad requerida, a juicio de la Secretaría.

Para los casos que se mencionan en los párrafos a), b) y c) del inciso anterior, debe observarse que los vibradores empleados sean del tipo, frecuencia y potencia adecuados, de acuerdo con el elemento estructural por colar, para que se obtenga un concreto compacto, que presente una textura uniforme y una superficie tersa en sus caras visibles. Se evitará el vibrado excesivo, para impedir cualquier segregación o clasificación en la revoltura; así como el contacto directo del vibrador con el acero de refuerzo, que afecte a las partes previamente coladas o modifique la posición del acero de refuerzo.

Si durante los trabajos de colado lloviera, éstos deberán suspenderse y se protegerán convenientemente las superficies del concreto fresco para evitar deslaves y/o defectos en el acabado.

No deberán efectuarse colados cuando la temperatura del medio ambiente sea inferior a cinco grados centígrados, salvo en aquellos casos en que se apliquen procedimientos o se utilicen adicionantes que autorice la Secretaría y/o fije el proyecto.

El colado para elementos estructurales de eje vertical tales como caballete, pilas, estribos, columnas, muros, etc., se hará como sigue:

- a) La revoltura se vaciará colocándola por capas horizontales, continuas, de veinticinco a treinta centímetros de espesor. Cada capa se acomodará y compactará en toda su profundidad, para obtener un concreto que llene completamente los moldes y cubra en forma efectiva al acero de refuerzo.
- b) Cuando la revoltura deba vaciarse desde alturas mayores de tres metros, deberán tomarse precauciones especiales, tales como el uso de deflectores y trompas de elefante. La revoltura no se deberá amontonar para ser extendida posteriormente en los moldes.
- c) Cuando por razón de emergencia sea preciso interrumpir la continuidad de una de las capas a que se refiere el párrafo a) de este inciso, la capa deberá terminar con una cara vertical modelada contra un tabique o mamparo puesto de trabes en el molde.
- d) El colado de las capas se efectuará en forma continua y de manera que las subsecuentes se vayan colando una vez que la precedente haya sido acomodada y compactada convenientemente y antes de iniciar su fraguado, para evitar discontinuidad o que se marquen juntas. El tiempo transcurrido entre el colado de una capa y la siguiente, no debe ser mayor de treinta minutos.
- e) La superficie libre de la última capa que se cuele, ya sea por suspensión temporal del trabajo, de acuerdo con la Secretaría, o por término de las labores diarias, deberá limpiarse pronto como dicha superficie haya fraguado suficientemente para conservar su forma quitando la lechada u otros materiales perjudiciales.
- f) Por ningún motivo se paralizará el trabajo o se interrumpirá temporalmente, cuando falten menos de cuarenta y cinco centímetros para enrasar el coronamiento final de muros, estribos, pilas o columnas, salvo que éstos tengan que rematar en un cornisón de menor de cuarenta y cinco centímetros de grueso, en cuyo caso se podrá dejar una junta de construcción en el lecho bajo dicho cornisón.

Moldes

Los moldes de las cimbras, se construirán de acuerdo con lo fijado en el proyecto y/o lo ordenado por la Secretaría, o bien, conforme al proyecto que elabore el contratista y lo apruebe la Secretaría. Se observarán las recomendaciones siguientes:

- a) Los moldes podrán ser de madera, metálicos o de cualquier otro material aprobado por la Secretaría.
- b) Los moldes deberán tener la rigidez suficiente para evitar las deformaciones debidas a la presión de la revoltura, al efecto de los vibradores y a las demás cargas y operaciones correlativas al colado o que puedan presentarse durante la construcción. Además, deberán ser estancos, para evitar la fuga de la lechada y de los agregados finos, durante el colado y la compactación de la revoltura.
- c) Los moldes no podrán usarse un mayor número de veces que el establecido por la Secretaría, siempre y cuando ésta lo autorice y se les hagan las reparaciones que ordene, sin que ello signifique modificar el programa de trabajo aprobado.
- d) Los moldes deberán limpiarse perfectamente antes de una nueva utilización. La parte interior de los moldes recibirán una capa de aceite mineral o de cualquier otro material aprobado por la Secretaría. Cuando por las propiedades de estos materiales, convenga aplicarlos una vez construidos y colocados los moldes, se hará antes de introducir el refuerzo y si éste se ensucia, deberá limpiarse antes de efectuar el colado.
- e) Todos los moldes se construirán de manera que puedan ser retirados sin dañar el concreto. Cuando se considere necesario se dejarán aberturas temporales en la base y otros lugares de los moldes, para facilitar su limpieza e inspección, así como el colado.
- f) Cuando los proyectos de los moldes sean elaborados por la Secretaría, el contratista tendrá opción a proponer proyectos alternos, tanto por lo que respecta a la clase de materiales como al tipo de proyecto, los cuales serán tomados en cuenta para su aprobación en su caso, siempre y cuando no produzcan demoras con respecto a los programas de trabajo.

La remoción de cimbras se hará de acuerdo con lo fijado en el proyecto y/o lo ordenado por la Secretaría. Se observarán las siguientes recomendaciones:

- a) La determinación del tiempo a partir del cual puede iniciarse la remoción de los moldes y la obra falsa, depende del tipo de la estructura, de las condiciones climáticas y de otros factores que puedan influir en el endurecimiento del concreto.

- b) Cuando se usen aditivos, la remoción de los moldes y de la obra falsa se iniciará cuando lo ordene la Secretaría, con base en los resultados de las pruebas de los cilindros tomados del concreto empleado en la estructura.
- c) En elementos estructurales que no soporten cargas, tales como guardanias y parapetos, los moldes de superficies verticales podrán removerse a partir de doce a cuarenta y ocho horas después de efectuado el colado.
- d) Si se emplean amarres para sujetar y reforzar los moldes, se colocarán y removerán de manera que ninguno de ellos, excepto los metálicos, queden dentro del concreto.
- e) Para remover los moldes y la obra falsa, no deberán usarse procedimientos que dañen las superficies del concreto o que incrementen los esfuerzos a que estará sujeta la estructura.

Los apoyos de la obra falsa, tales como cuñas, cajones de arena, gatos y otros dispositivos deberán retirarse de manera que la estructura tome sus esfuerzos gradualmente.

Acero para concreto hidráulico

El acero para concreto hidráulico lo constituirán: varillas corrugadas de refuerzo y cables de acero de presfuerzo.

El contratista deberá indicar cuál es el lote de acero que se va a emplear en la obra para hacer el muestreo y el ensaye del mismo, antes de que se emplee a usar dicho acero.

El acero para concreto hidráulico que no cumpla con la calidad estipulada, deberá ser rechazado, marcado y retirado de la obra.

El acero para concreto hidráulico deberá llegar a la obra sin oxidación perjudicial, a juicio de la Secretaría, exento de aceite o grasas, quiebres, escamas, hojeaduras y deformaciones de la sección.

El acero para refuerzo deberá almacenarse bajo cobertizos clasificados según su tipo y sección, debiendo protegerse cuidadosamente contra la humedad y alteración química.

El acero para presfuerzo se almacenará en locales previamente autorizados por la Secretaría, clasificado según su tipo y sección, debiéndose proteger cuidadosamente contra la humedad, agentes corrosivos, golpes y partículas incandescentes producidas durante el corte o soldadura.

Quando existan circunstancias que hagan presumir que se han modificado las características del acero para concreto hidráulico, deberán hacerse nuevas pruebas de laboratorio, para que la Secretaría decida sobre su utilización o rechazo.

El acero para concreto hidráulico, al colocarse en la obra deberá hallarse libre de oxidación perjudicial a juicio de la Secretaría, exento de tierra, grasas o aceites y cualquier otra sustancia extraña.

Los empalmes, cuando los autorice la Secretaría, serán de dos tipos: traslapados o soldados a tope y deberá usarse el tipo que fije el proyecto. Salvo indicación en contrario, en una misma sección no se permitirá empalmar más de cincuenta por ciento de las varillas de refuerzo y se observarán los requisitos siguientes:

- a) Cuando el proyecto no fije otra cosa los traslapes tendrán una longitud de cuarenta veces el diámetro o lado, para varilla corrugada, y de sesenta veces el diámetro o lado para varilla lisa. Se colocarán en los puntos de menor esfuerzo de tensión, nunca se pondrán en lugares donde la sección no permita una separación mínima libre de una vez y media el tamaño máximo del agregado grueso, entre el empalme y la varilla más próxima.
- b) En los empalmes a tope, los extremos de las varillas se unirán mediante soldadura de arco u otro procedimiento autorizado por la Secretaría. La preparación de los extremos será como se fije el proyecto y/o lo ordene la Secretaría.

Los alambres, cables y barras, que se empleen en concreto presforzado deberán colocarse y ser tensados con las longitudes, posición, accesorios, procedimientos y otros requisitos fijados en el proyecto y/o como la Secretaría lo autorice.

Estructuras de concreto reforzado

Las estructuras de concreto reforzado son las constituidas por uno o varios elementos colados en lugar o precolados empleando concreto hidráulico y acero de refuerzo, de acuerdo con lo fijado en el proyecto.

El equipo de construcción deberá ser previamente autorizado por la Secretaría, excepto cuando el pago se haga por unidad de obra terminada. Si durante la ejecución de los trabajos el equipo presenta deficiencias, el contratista estará obligado a corregirlas o a retirar las unidades defectuosas y reemplazarlas por otras en buenas condiciones.

La forma y dimensiones de las estructuras de sus partes, así como la colocación del acero de refuerzo y demás operaciones que se requieran, se sujetarán a lo fijado en el proyecto.

En estructuras precoladas el contratista se obligará a:

- a) Facilitar el acceso a la planta, para que el personal que fije la Secretaría verifique el cumplimiento de proyecto, los procedimientos de construcción y efectúe el muestreo, así como las pruebas que considere necesarias.
- b) Tomar todas las precauciones necesarias en los transportes, almacenamiento, manobras y montajes de los elementos precolados, para evitar que éstos sean dañados. La reposición y/o reparación de los elementos que resulten dañados, serán por cuenta del contratista.

Estructuras de concreto presforzado

Las estructuras de concreto presforzado son las constituidas por uno o varios elementos de concreto hidráulico sometidos a esfuerzos previos a los esfuerzos originados por las cargas de trabajo, de acuerdo con lo fijado en el proyecto.

Los dispositivos de anclaje y demás accesorios, tales como placas de acero, cuñas, separadores y coples, serán de las características que fije el proyecto y/o apruebe previamente la Secretaría.

La forma y dimensiones de los elementos y de sus partes, así como la colocación de los ductos, la de los cables, la del esfuerzo adicional, la de los dispositivos de anclaje y demás operaciones que se requieran, se sujetarán a lo fijado en el proyecto y/o lo ordenado por la Secretaría.

El contratista deberá disponer durante el tiempo que dure la ejecución de la obra, de los servicios de un técnico especializado en concreto presforzado, experto en el sistema que se vaya a emplear, para supervisar la fabricación en las diferentes etapas y el manejo de todos los elementos estructurales y/o de sus partes.

El contratista se obligará a facilitar el acceso a la planta, para que el personal que fije la Secretaría, verifique el cumplimiento del proyecto, los procedimientos de construcción y efectúe el muestreo y las pruebas que se consideren necesarias.

Salvo lo fijado en el proyecto y/o lo ordenado por la Secretaría, en el manejo y colocación de los ductos se tendrá en cuenta lo siguiente:

- a) Los ductos y sus uniones serán herméticos, para impedir la entrada de agua o lechada del concreto hidráulico.

- b) No deberán arrastrarse ni dejarse caer. Al colocarse deberán estar libres de materias extrañas, abolladuras y/o deterioro de las superficies por oxidación.
- c) Se mantendrán en la posición indicada en el proyecto, sujetándolo firmemente al acero de refuerzo y/o al molde. No se iniciará ningún colado hasta que la Secretaría Inspeccione y apruebe dicha posición.

Salvo lo fijado en el proyecto y/o lo ordenado por la Secretaría, para la aplicación del presfuerzo se observarán las recomendaciones siguientes:

- a) Los gatos, manómetros y demás instrumentos necesarios para las operaciones de tensado, serán previamente aprobados por la Secretaría, la que podrá verificar su funcionamiento y calibración en cualquier momento.
- b) En elementos postensados, en ningún caso se hará el tensado inicial antes de que el concreto hidráulico haya adquirido el ochenta por ciento de la f_c fijada en el proyecto y haber verificado que los cables deslicen libremente dentro de los ductos. En el caso de trabes, además, el alma deberá estar en posición vertical y con la sujeción lateral necesaria.
- c) El tensado total se hará cuando el concreto hidráulico haya adquirido la f_c fijada en el proyecto, observándose lo que corresponda de lo indicado en el párrafo anterior.
- d) Para comprobar las tensiones aplicadas a cada cable, deberá verificarse la correspondencia de dichas tensiones con los alargamientos registrados en el extremo del cable o en ambos extremos cuando se tense por los dos lados. De no satisfacerse esta correspondencia, se deberá suspender el tensado hasta corregir las causas.
- e) Después de terminado el tensado y dentro de un plazo máximo de veinticuatro horas, los ductos correspondientes deberán ser llenados, inyectándolos a presión, con lechada de cemento de la proporción fijada.
- f) En elementos colados en el lugar, la remoción de la obra falsa sólo podrá efectuarse después de ser aplicado el presfuerzo inicial o total, según se indique.
- g) La carga, el transporte, la descarga y las maniobras para el montaje de elementos precolados, sólo podrán efectuarse después de haberse colocado los dispositivos para el manejo, aplicado el presfuerzo inicial o el total y, en su caso, después de transcurridos tres días de la inyección de la lechada de cemento.

- h) Los dispositivos para el manejo, así como la sujeción lateral de las trabes, sólo podrán retirarse cuando éstas queden montadas en su posición de proyecto y debidamente contraventeadas.

Una vez aplicado el presfuerzo, los anclajes de los cables se protegerán de acuerdo con lo fijado en el proyecto y/o lo ordenado por la Secretaría.

El sistema de presfuerzo que se utilice será el fijado en el proyecto o bien el que proponga el contratista y apruebe la Secretaría. El sistema propuesto deberá cumplir los requisitos fijados en el proyecto y conservar:

- a) Los valores de los presfuerzos permanentes resultantes, inicial y total.
- b) Las líneas de acción de las tensiones permanentes resultantes, inicial y total.

TRABES

Recomendaciones de construcción

Las trabes podrán fabricarse al ple de la obra y deberá seguirse el orden de numeración de los cables para el tensado, además de considerarse los datos de tensado que se indican.

El acero de presfuerzo deberá cumplir con todas las especificaciones fijadas por la Secretaría de Comunicaciones y Transportes.

El tensado inicial de las trabes postensadas en ningún caso se hará antes de que el concreto hidráulico haya adquirido el ochenta por ciento de la ($f'c = 350 \text{ Kg/cm}^2$) fijada en el proyecto y haber verificado que los cables deslicen libremente dentro de los ductos, además, el alma de dichas trabes deberá estar en posición vertical y con la sujeción lateral necesaria.

El tensado total se hará cuando el concreto hidráulico haya adquirido la ($f'c = 350 \text{ Kg/cm}^2$) fijada en el proyecto.

Durante el tensado deberán llevarse los controles necesarios para garantizar que las fuerzas de presfuerzo transmitidas sean las indicadas, debiendo compararse las lecturas manométricas con los esfuerzos calculados a partir de las deformaciones del acero. De no satisfacerse esta correspondencia, deberá suspenderse el tensado hasta corregir las causas.

Los cables se tensarán en dos etapas: los cables 2 y 3 se tensarán primero.

Después de terminado el tensado de dichos cables y dentro de un plazo máximo de veinticuatro horas, los ductos correspondientes deberán ser llenados, inyectándolos a presión, con la lechada rica de cemento y se sellarán los anclajes con concreto de ($f'c = 350 \text{ Kg/cm}^2$).

Una vez que hayan fraguado estos concretos, se montarán las trabes sobre los elementos de la subestructura, suspendiéndolos exclusivamente de los ganchos de izado que se indican. Durante esta maniobra, deberá conservarse la verticalidad de las piezas evitando inclinarlas. Después de montadas las trabes se procederá al colado de la losa y de los diafragmas para que cuando el concreto de éstos alcance su resistencia de proyectos ($f'c = 250 \text{ Kg/cm}^2$) se proceda al tensado del cable No. 1 ejecutándose las mismas operaciones descritas para los cables 2 y 3.

La superficie superior del patín de las trabes deberá presentar una superficie rugosa para mantener la adherencia trabe-losa.

En este proyecto se consideran anclajes del tipo stronghold con un corrimiento de 4 mm. Cualquier cambio en este sentido deberá justificarse.

LOSA Y DIAFRAGMAS

Una vez que las trabes se coloquen en su posición de proyecto, se cimbrará, armará y colarán los diafragmas y se apretarán las tuercas de los tensores, pudiendo descimbrarse cuando el concreto de los diafragmas haya adquirido una resistencia de 175 Kg/cm^2 . Se procederá a cimbrar, armar y colar la losa debiendo tener cuidado de dejar ancladas las varillas de la guarnición y parapeto.

El descimbrado de la losa podrá efectuarse cuando el concreto haya adquirido una resistencia de 200 Kg/cm^2 . Se continuará con la construcción de la guarnición y el parapeto. El puente podrá abrirse al tránsito cuando la resistencia del último colado sea la del proyecto (250 Kg/cm^2) pero no antes de ocho días de efectuado el colado de la losa.

GUARNICION SOBRE LA LOSA TIPO 1

Materiales

Concreto

Se usará concreto de $f'c = 250 \text{ Kg/cm}^2$, vibrado al colocarlo, con revenimiento de 8 cm. El tamaño máximo del agregado será de 2.5 cm.

Acero de refuerzo

Se tendrá especial cuidado en la limpieza de acero de refuerzo para evitar que tenga óxido suelto antes de depositar el concreto. Las uniones de las varillas podrán hacerse con soldadura a tope o mediante traslape.

Procedimientos de construcción

El acero de refuerzo de la guarnición se anclará en la superestructura. Los moldes para el colado de la guarnición serán de madera de triplay y de una sola pieza. La colocación de la cimbra se hará en forma que se asegure una apariencia satisfactoria de la guarnición terminada.

5-3 ESPECIFICACIONES PARA LA CONSTRUCCION DE LA SUBESTRUCTURA

Materiales

Concreto

Se empleará concreto $f'c = 250 \text{ Kg/cm}^2$, cuya compactación no será menor de 0.80, con revenimiento de 8 cm y agregado grueso con tamaño máximo de 2.5 cm. Se vibrará al colarlo. En caso de que el contratista requiera usar aditivos para el concreto, deberá justificar oportunamente la cantidad y dosificación de estos productos, presentando al Residente pruebas satisfactorias de su empleo con los agregados y el cemento que se vaya a emplear.

Acero de refuerzo

Se tendrá especial cuidado en la limpieza de varillas, para evitar que tengan óxido suelto antes de depositar el concreto. Los empalmes serán traslapados o soldados y se localizarán según convenga, procurando en lo posible, que queden cuatrapeados. Si se desea utilizar otro sistema de empalme se consultará oportunamente.

CABALLETES

Recomendaciones de construcción

El colado comprendido entre las juntas de construcción indicadas, se hará en una sola operación debiendo prepararse dichas juntas antes del siguiente colado, como se indica en las Normas de Construcción de la S.C.T.

Para retirar la obra falsa y los moldes, se cumplirá con lo que corresponda a las especificaciones anteriormente mencionadas.

El relleno del terraplén del respaldo del caballete se hará por capas horizontales de espesor no mayor de 30 cm compactadas como mínimo al 90% de su peso volumétrico óptimo, determinado por las pruebas de la S.C.T.

La superestructura se podrá apoyar en el estribo cuando el concreto alcance la resistencia de proyecto de ($f'c = 250 \text{ Kg/cm}^2$).

PILOTES PRECOLADOS

Recomendaciones de construcción

Fabricación

La fabricación de los pilotes se hará conforme a la última edición de las Normas de Construcción de la S.C.T.

Si el pilote se forma de dos o más tramos se harán los empalmes necesarios como se indica en el detalle relativo, teniendo especial cuidado de que no se produzcan desviaciones de su eje longitudinal. Con este objeto se recomienda el procedimiento siguiente:

- a) Se soldará el acero de refuerzo a las placas de empalme y se presentarán las correspondientes a los tramos adyacentes, uniéndolas después con puntos de soldadura.

Si se requiere el uso de chiflones, es necesaria la coincidencia de los coples que permitirán alojar los primeros tramos de la tubería.

- b) Se colocarán perfectamente alineados los moldes y se hará el colado de ambos tramos en una sola operación.
- c) Una vez que el concreto haya endurecido se retiran los moldes, se marcarán tres de las caras de ambos tramos para su identificación futura y se botarán con cincel los puntos de soldadura.

Izado e hincado

Terminada la fabricación y curado de los pilotes conforme a los incisos respectivos de las Normas de Construcción, se procederá a su almacenamiento o hincado, según el caso.

El manejo de los pilotes se hará en forma cuidadosa, izándolos por medio de bridas de los puntos de suspensión que se indican, no es recomendable separar estos puntos más de 6 m.

El hincado de los pilotes podrá hacerse con martillo de caída libre o de doble acción ayudado por chifones de agua si son aplicables.

Cuando el hincado se efectúe con martillo de doble acción, éste desarrollará una energía de 0.3 Kg-m por kilogramo de peso del pilote, no debiendo en ningún caso ser esta energía inferior a 830 Kg-m por golpe del martillo.

Si se usa martillo de caída libre, el martillo pesará cuando menos, la mitad del peso total del pilote por hincar, incluyendo el bloque de protección. El peso mínimo de las partes golpeantes será de 1 360 Kg y la altura libre de caída no mayor de 2.50 m. Los chifones se usarán en suelos granulares de capacidad media, previa autorización de este Departamento, el agua se inyectará a una presión sostenida de 5 a 7 Kg/cm².

En suelos altamente cohesivos, en los que se haya registrado más de 30 golpes en la prueba de penetración estandar, para el hincado de pilotes se hará previamente una excavación hasta la profundidad y con el diámetro que en cada caso determine esta Secretaría.

CONCLUSIONES

Del desarrollo de esta tesis se desprenden las siguientes conclusiones que, a juicio del autor, son de vital importancia para la realización de cualquier tipo de obra de ingeniería civil.

IMPORTANCIA DE LOS ESTUDIOS DE CAMPO

Los estudios de campo referentes a las características topográficas, hidráulicas, de mecánica de suelos y de ingeniería de tránsito; son necesarios para el estudio de un puente, ya que permitirán definir algunas características de suma importancia, como son: el sitio de cruce, la longitud total del puente, la separación y número de apoyos intermedios, profundidad y tipo de cimentación, el ángulo de esviamiento y la altura de la rasante del puente, etc.

Sin embargo, hay que tener muy presente que los estudios de campo no son sino datos y restricciones y que será finalmente el proyectista quien con su profundo sentido estructural y constructivo dé solución a la necesidad planteada.

IMPORTANCIA DE LA ELECCION DE TIPO

La elección de tipo es la etapa más importante dentro del proyecto de un puente, se hará teniendo en cuenta los beneficios sociales y económicos dentro de la infraestructura vial de un municipio, estado o país, así como la función estructural, es decir el conjunto de elementos capaces de mantener sus formas y resistencias a lo largo del tiempo, bajo la acción de las cargas y agentes exteriores a que ha de estar sometida la estructura. Igualmente la exigencia estética es algo que no debe pasarse por alto dentro de la elección de tipo, por último se encuentra el monto de la inversión para la realización del puente, dentro de las limitaciones económicas de los beneficios que proporcionará dicha obra.

Todos y cada uno de estos factores permitirán definir el tipo de puente por construir.

En la elección de tipo, lo más importante será definir el material, el tipo estructural, la forma y dimensiones y el proceso de ejecución del puente. Es conveniente señalar, que no existe ningún método que permita llegar automáticamente a la elección de tipo más adecuada para cada problema concreto que se plantee.

Solamente la propia experiencia podrá ahorrar o disminuir el trabajo de la elección entre las diferentes soluciones que se vean posibles. Eso sólo podrá venir al cabo de los años de trabajo y de especialización.

IMPORTANCIA DEL MODELO ESTRUCTURAL

La actividad creadora de la ingeniería requiere el uso de todas aquellas técnicas que puedan contribuir a resolver de una manera más eficaz los problemas que en ella se plantean. Una de las técnicas que permiten resolver los problemas planteados es la elaboración de modelos, matemáticos o físicos que permitan comprender mejor la esencia de un problema y llegar a su solución.

En la ingeniería estructural la elaboración de un modelo estructural será de gran importancia ya que, con una inversión relativamente baja, se podrá representar la realidad incluyendo aquellos factores que se consideran importantes con el fin de analizar y observar detenidamente su comportamiento.

Al decir que factores se van a incluir se podría estar olvidando algunos importantes o ignorar el comportamiento de otros. De aquí surge una decisión muy importante dentro de un modelo estructural, ¿con qué grado de exactitud se deberá construir el modelo estructural? La respuesta es, por la naturaleza misma de la pregunta, algo incierta: con el grado de exactitud requerido. Es decir, con aquella exactitud que nos permite tener un nivel de certeza lo suficientemente elevado como para acercarnos lo más posible a la realidad.

Un aspecto que se debe tener muy en cuenta antes de elegir el modelo estructural, son las hipótesis de análisis, las cuales se deberán cuidar por encima de todo cálculo, no sólo las referentes a las solicitaciones a que ha de estar sometida la estructura, se refieren igualmente a los fundamentos de la teoría de cálculo que se vaya a desarrollar y a las características de los materiales que se utilicen. Ya que no es nunca en el desarrollo matemático correcto donde puede estar el fallo, es en las hipótesis que de la idealización del problema se hagan, es entonces cuando la realidad no estará de acuerdo con el cálculo.

IMPORTANCIA DE LA COMPUTADORA COMO HERRAMIENTA DE CALCULO

Los nuevos esquemas comerciales de nuestro país enfrentan a la ingeniería civil mexicana a un gran reto: la competencia internacional. Para hacer frente a esta situación sólo existe un camino: elevar la calidad y capacidad de la ingeniería. Para elevar el nivel de la ingeniería se tiene que echar mano de todos los recursos científicos y tecnológicos disponibles. Actualmente se cuenta con una aliada sumamente valiosa a la cual en ocasiones no se le ha aprovechado en todas sus posibilidades: La computadora.

Dentro de la ingeniería se elaboran programas destinados a la resolución de situaciones determinadas al apoyo para la elaboración y construcción de un proyecto de obra.

La ingeniería moderna es una de las disciplinas profesionales que mantiene mayor relación con el avance de la computación. De ello se desprende la enorme importancia de la detección concreta de tendencias de la computación, por parte de las diversas especialidades de la ingeniería. El ingeniero debe comprender que cualquiera que sea su especialidad necesita el apoyo de la computadora como herramienta de cálculo, con el apoyo de la computadora el ingeniero civil se informa y conoce su entorno de manera rápida y fácil. Asimismo, el modelo que representará a la realidad y que servirá de apoyo para encontrar la solución adecuada puede ser matemático o físico.

La selección del modelo estructural idóneo demanda el conocimiento de experiencias previas en el comportamiento que tuvieron diversos modelos en aplicaciones similares, por lo que la búsqueda bibliográfica en bancos de datos computarizados es invaluable para acelerar el proceso de decisión y evitar repetir errores pasados.

Por otra parte, con frecuencia se requiere un análisis preliminar utilizando diversos modelos y comparando luego la bondad de los resultados que se obtienen, para lo cual el uso de la computadora en el proceso de cálculos numéricos y en los análisis comparativos es invaluable.

La existencia de programas de computadoras que apoyan a la solución de problemas que caen dentro de categorías convencionales como son estructuras, ingeniería de sistemas, construcción, etc., evitan consumir tiempo y recursos en volver a encontrar soluciones ya disponibles.

Al tener la información necesaria sobre el problema de ingeniería civil: modelo, variables de entrada, restricciones, etc., es necesario determinar las soluciones posibles y seleccionar la óptima.

Cuando se recurre a un modelo matemático, continuo o discreto, su programación numérica y su solución con el apoyo de la computadora es una actividad cotidiana en la ingeniería, tal es el caso, por ejemplo del análisis estructural con computadora y posterior diseño o dimensionamiento.

Asimismo, se deberá conocer a fondo las bases metodológicas y los modelos matemáticos que utilizan los programas de computadora de los sistemas automáticos de apoyo en la ingeniería civil, con objeto de obtener el máximo provecho en su aplicación y evitar su uso irreflexivo al recurrir a ellos como si fueran cajas negras o mágicas.

Por último es importante no perder de vista que la computadora y los elementos de informática que se utilizan son herramientas de trabajo del ingeniero, en las cuales puede apoyarse para realizar su trabajo de manera más eficaz y eficiente y utilizar métodos sofisticados de trabajo que le permitan obtener resultados más precisos y darles mejor presentación y no olvidar que la estructura no nace del cálculo, sino es el cálculo el que nace de la traza de la estructura.

IMPORTANCIA DE LAS ESPECIFICACIONES DE CONSTRUCCION

Las especificaciones de construcción serán de suma importancia dentro de la realización del proyecto estructural de un puente, un error o varios errores en su descripción o conceptualización provocarán fallas en la construcción de la obra que se verán reflejadas en sus dimensiones y resistencia y acabados de los materiales, en general en su ejecución, que provocarán grandes pérdidas de tipo económico.

De ahí la importancia del establecimiento de normas o especificaciones de construcción, aunadas con un severo control de calidad en su construcción, operación y mantenimiento, darán como resultado una obra funcional, resistente y estética.

CONCLUSIONES FINALES DEL AUTOR

La realización del presente trabajo me permitió comprender que la construcción de cualquier tipo de puente y obra civil en general no se podrá realizar sin antes haber dado respuesta a cada una de las siguientes preguntas, como son: ¿Qué beneficios se esperan de la construcción de dicha obra? ¿Cuál será el monto de la inversión? ¿Qué características técnicas y físicas tendrá el proyecto? ¿Qué obras complementarias serán necesarias? ¿Cuánto tiempo se tiene contemplado que durará la construcción de la obra? Y por último, que es muy importante ¿Qué impacto ambiental tendrá la construcción de dicha obra?

La respuesta a cada una de estas preguntas estará vinculada con la infraestructura socio-económica del municipio, estado o país donde se construirá el puente.

Por último, quiero dar las gracias a mi director de tesis, Ing. AMILCAR GALINDO SOLORZANO, por sus valiosos conocimientos para la realización del presente trabajo y por hacerme comprender que la práctica de la Ingeniería Civil no se puede medir en función de la importancia de las obras civiles.

Sabino Salvador Mancilla

BIBLIOGRAFIA

American Association of State Highway and Transportation Officials
(A.A.S.H.T.O.).

Lin, T. Y., *Diseño de estructuras de concreto presforzado*.

Dan E. Branson, *Diseño de vigas de concreto presforzado*.

Normas para construcción e instalaciones, "Estructuras y obras de drenaje", (S.C.T.).

Ing. Gastón García Rosales, *Aspectos legales y administrativos en la construcción de puentes*.