



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO  
 ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES  
 "ARAGON"

RECIBIDA EN 2013  
 2013  
 9  
 2013  
 2013

**"PROYECTO DEL PUENTE "SANTIAGO",  
 ENTRE SANTIAGO IXCUINTLA Y LA PRESA, NAYARIT"**

T E S I S  
 QUE PARA OBTENER EL TITULO DE  
 INGENIERO CIVIL  
 P R E S E N T A  
 CAMILO CASTILLO SANDOVAL



ESTADO DE MEXICO

1994

TEJIS.COM  
 FALLA DE ORIGEN



Universidad Nacional  
Autónoma de México



## **UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso**

### **DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES  
ARAGÓN  
DIRECCION

CAMILO CASTILLO SANDOVAL  
Presente.

En contestación a su solicitud de fecha 29 de agosto del año en curso, relativa a la autorización que se le debe conceder para que el señor profesor, Ing. AMILCAR GALINDO SOLORIZANO pueda dirigirle su trabajo de Tesis denominado "PROYECTO DEL PUENTE SANTIAGO ENTRE SANTIAGO IX-CUINTLA Y LA PRESA NAYARIT", con fundamento en el punto 6 y siguientes del Reglamento para Exámenes Profesionales en esta Escuela, y toda vez que la documentación presentada por usted reúne los requisitos que establece el precitado Reglamento; me permito comunicarle que ha sido aprobada su solicitud.

Aprovecho la ocasión para reiterarle mi distinguida consideración.

ATENTAMENTE

"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"

San Juan de Aragón, Edo. de Méx., Sept. 30 de 1999

EL DIRECTOR

M en (1) CLAUDIO C. HERRIFIELD CASTRO



- c c p Lic. Alberto Ibarra Rosas, Jefe de la Unidad Académica
- c c p Ing. José Paulo Mejorada Mota, Jefe de Carrera de Ingeniería Civil
- c c p Ing. Manuel Martínez Ortiz, Jefe del Departamento de Servicios Escolares
- c c p Ing. Amilcar Galindo Solorzano, Asesor de Tesis

Miguel Cárdenas

CCMC/AIR:jj'

**A mis Padres:**

Alberto Castillo Pinzón  
Pilar Sandoval de Castillo  
con respeto y cariño.

**A mi Hermano Santos:**

Por la confianza que tuvo en mi,  
y el apoyo desinteresado que me  
brindó, para lograr lo que ahora  
soy.

**A la Memoria:**

De una luz, que se extinguió  
del pebetero de la vida, pero  
que sigue encendida dentro de  
nuestros corazones.

**Amanda.**

**A mis Hermanos:**

Luis

Francisco

Filiberto

Martín

Blanca

Pilar

Fermín

Vicente

Ma. de los Angeles

Porfirio

Con respeto y afecto.

**A mis Sobrinos:**

Quien no se esfuerza por lograr  
una meta, no tiene la satisfacción  
de sentirla.

**A mi Sobrina Guadalupe:**

Quien en los momentos difíciles,  
me brindo momentos de alegría.

## AGRADECIMIENTOS.

Mi más sincero y profundo agradecimiento, al Ing. Amilcar Galindo Solórzano, por la confianza, paciencia y sus valiosos consejos que tuvo para conmigo, en la realización de este trabajo.

Al Ing. Alfredo Adrián García Mucíño, por su ayuda desinteresada para la elaboración de las memorias de cálculo, quien con sus consejos y comentarios, hicieron posible la terminación de la misma.

Al Ing. Francisco Aguilar Rodríguez, por sus atinados comentarios y sugerencias.

A Mario David Sánchez González, por la ayuda en la realización de los planos estructurales.

A mi hermano Porfirio, por la ayuda en la elaboración de los dibujos para la tesis.

En fin, mi más sincero agradecimiento a las personas que contribuyeron directa e indirectamente para la elaboración de este trabajo, y que sería difícil mencionarlas a todas.

Gracias

Camilo Castillo Sandoval.

## INDICE

	Pág.
<b>CAPITULO I</b>	
INTRODUCCION.....	1
<b>CAPITULO II</b>	
ESTUDIOS PRELIMINARES	
2.1 Generalidades.....	3
2.2 Estudios de Ingenieria de tránsito.....	5
2.3 Estudios topográficos.....	8
2.4 Estudios hidráulicos.....	9
2.5 Estudios de mecánica de suelos.....	18
<b>CAPITULO III</b>	
ELECCION DE TIPO.....	25
3.1 Aplicación de los conceptos anteriores al puente Santiago - La Presa.....	28

## CAPITULO IV

### SUBESTRUCTURA

4.1 Dimensiones propuestas.....	31
4.2 Diseño de la pila.....	31
4.2.1 Cálculo y diseño.....	32
4.2.2 Diseño del cabezal.....	32
4.2.3 Diagrama de cuerpo libre.....	33
4.2.4 Carga por peso propio.....	33
4.2.5 Cortante.....	34
4.3 Diseño de la columna.....	38
4.3.1 Grupo I.....	38
4.3.2 Grupo II.....	40
4.3.3 Grupo VII.....	41
4.3.4 Análisis de los grupos.....	45
4.4 Diseño de la columna por medio de diagrama de iteración.....	50
4.4.1 Cálculo de la resistencia.....	50
4.5 Diseño de la zapata.....	55
4.5.1 Diseño de los pilotes.....	55
4.5.2 Análisis de los grupos: I, III y VII.....	57
4.6 Dimensiones de la zapata.....	62
4.6.1 Diseño de la zapata.....	63
4.7 Diseño del caballete.....	65
4.7.1 Dimensiones propuestas.....	65
4.7.2 Diseño del cabezal.....	67
4.7.3 Diseño del diafragma.....	68

4.7.4 Diseño del pilote.....	69
------------------------------	----

## CAPITULO V

### SUPERESTRUCTURA

5.1 Datos del proyecto.....	71
5.2 Análisis de trabes presforzadas.....	72
5.2.1 Dimensiones propuestas.....	73
5.3 Propiedades resistentes y geométricas de la sección en el centro del claro.....	74
5.3.1 Viga sola con agujeros.....	74
5.3.2 Viga sola despues de inyectados los ductos.....	75
5.3.3 Sección compuesta.....	75
5.3.4 Análisis de carga (en vigas interiores).....	77
5.3.5 Análisis de los elementos mecánicos.....	80
5.3.6 Esfuerzos debido a cargas.....	81
5.4 Presfuerzo.....	83
5.4.1 Revisión de esfuerzos al centro del claro.....	85
5.5 Capacidad de flexión última.....	86
5.6 Trayectorias y coordendas de los cables.....	90
5.6.1 Coordenadas de los cables.....	91
5.6.2 Análisis por flexión.....	95
5.6.3 Esfuerzos permanentes en el centro del claro.....	98
5.6.4 Fórmulas para el cálculo de fuerzas.....	102

5.6.5 Revisión de esfuerzos por flexión en el apoyo.....	103
5.6.6 Revisión de esfuerzos por flexión, al cuarto del claro.....	105
5.6.7 Revisión de esfuerzos por flexión, a la salida del cable No. 1.....	108
5.7 Longitud de los cables.....	111
5.8 Análisis del voladizo.....	113
5.8.1 Dimensiones propuestas.....	113
5.8.2 Obtención de las cargas.....	113
5.9 Análisis de los tableros reforzados.....	115
5.9.1 Dimensiones propuestas.....	115
5.9.2 Análisis de carga muerta.....	115

## CAPITULO VI

CONCLUSIONES.....	118
-------------------	-----

BIBLIOGRAFIA.....	120
-------------------	-----

## APENDICES

APENDICE A.....	121
APENDICE B.....	122
APENDICE C.....	123

## CAPITULO I INTRODUCCION.

La población de Santiago Ixcuintla en el Estado de Nayarit, se ubica sobre la margen izquierda del río Santiago. Con una población de aproximadamente 100,000 habitantes, es la segunda ciudad del Estado y tiene un movimiento comercial importante, pues abastece a zonas agrícolas de alta producción Frente a esa ciudad, en la margen opuesta del río, se ubica la comunidad de "La Presa" que nació como una aldea de campesinos agrupados en un ejido. El crecimiento demográfico de Santiago Ixcuintla ha determinado el crecimiento de "La Presa", que se esta convirtiendo en una población conurbada. Esta situación ha determinado un tránsito intenso entre las dos poblaciones. Como el río Santiago, que es uno de los más grandes de la República, lleva aguas permanentes, el cruce a la altura de Santiago Ixcuintla se dificulta. En un principio sólo podía hacerse en barcazas, pero al crecer las dos poblaciones fue necesario construir un puente para evitar al tránsito motorizado un rodeo de varios kilómetros para cruzar sobre el puente de la carretera Federal México-Nogales.

Esta primer estructura consistió en un puente angosto y bajo de madera, que no tenía capacidad suficiente para el paso de camiones y podría ser destruido por las crecientes del río.

La construcción de la presa de "Aguamilpa" para la generación de energía eléctrica y para el control de avenidas, será un

detonador para el desarrollo económico de Nayarit y dificultará aún más el paso por el puente de madera al crecer el tránsito entre las dos poblaciones.

Por esta razón las autoridades del Estado de Nayarit decidieron construir un puente permanente entre Santiago Ixcuintla y "La Presa".

Esta tesis tiene como tema principal el proyecto estructural del puente definitivo. En el segundo capítulo, se presenta un resumen de los estudios de Ingeniería básica en que se apoyó el proyecto; en el tercero, las consideraciones ingenieriles que definieron el tipo de la obra y en el cuarto y quinto, los cálculos estructurales de la subestructura y de la superestructura, respectivamente. Finalmente, en el sexto y último capítulo, se presentan las conclusiones del autor, basadas en las experiencias adquiridas por él al ejecutar este trabajo.

Se espera que esta tesis resulte un documento útil para los estudiantes de Ingeniería Civil, ya que presenta un proyecto completo que muestra cómo las diferentes ramas de la Ingeniería Civil se entrelazan y apoyan entre sí para lograr un fin último que es la construcción de una obra que preste un servicio útil a la sociedad.

## CAPITULO II ESTUDIOS PRELIMINARES.

### II.1 GENERALIDADES.

En la Ingeniería Civil como en todas las Ingenierías, es necesario subdividir los problemas que se tratan en diferentes especialidades, para tener las mejores soluciones en cada caso particular. Para el proyecto de un puente, los estudios previos que se realizan recurren a las siguientes ramas de la Ingeniería Civil:

- a) Ingeniería de tránsito
- b) Topografía
- c) Hidráulica
- d) Mecánica de suelos

Los estudios que se realizan en cada una de estas ramas tienen por objeto, captar datos reales que definen el entorno en que se ubique la obra en cuestión. Con esos datos podrá determinarse las características que debe tener el punto para adaptarse de la mejor manera posible a las necesidades planteadas, a las restricciones impuestas por la naturaleza en el sitio y dentro del presupuesto disponible para la construcción.

Para que la solución sea satisfactoria, es preciso, que los estudios sean oportunos y confiables.

A continuación se describen, los estudios previos para el proyecto del puente "Santiago", ubicado sobre el río del mismo nombre, y que comunicará a la ciudad de Santiago Ixcuintla, Nayarit con la colonia "La Presa", ubicada en la margen opuesta respecto a la ciudad.

## II.2 ESTUDIOS DE INGENIERIA DE TRANSITO.

El puente cuyo proyecto se presenta en esta tesis será, un puente urbano ya que tiene como propósito fundamental comunicar al centro de Santiago Ixcuintla, Nayarit con una de sus colonias. En un principio la comunicación se lograba exclusivamente para peatones por medio de lanchas que unían ambas riberas.

Al crecer el tránsito fue necesario construir una comunicación para vehículos. Con este objeto se construyó un puente de madera, este puente resultó de corta duración porque para abaratarlo se construyó la rasante por abajo del nivel de aguas máximas y los pilotes de madera se hincaron por arriba del perfil de la socavación; como consecuencia de una avenida extraordinaria, el puente de madera fue destruído y se planteó la necesidad de construir una obra de características permanentes.

Para la nueva obra se plantearon cuatro alternativas de cruce:

Primera Alternativa.- Sobre la calle 20 de Noviembre, 50 metros aguas arriba del puente de madera. En esta alternativa se tendría que cortar un cerro de una longitud de aproximadamente 150 metros y se tendrían que proporcionar rampas de acceso al puente en curvaturas muy cerradas con radios de giro aproximadamente de 30 metros. Por otra parte

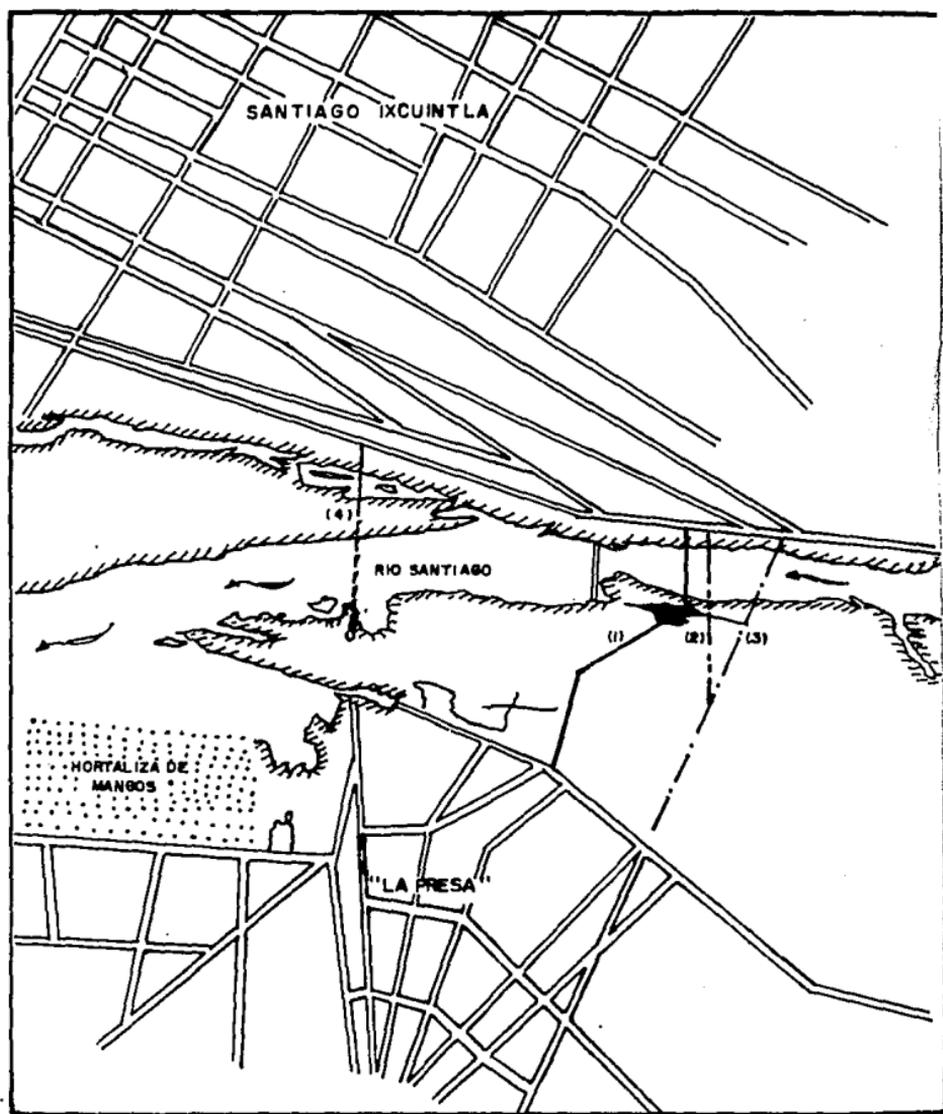
la calle 20 de Noviembre es muy estrecha por lo que para emplearla se requeriría afectar un gran número de viviendas.

Segunda Alternativa.- Localizada un poco aguas arriba de la anterior se considera inoperante por encontrarse desconectada de la vialidad existente de ambas localidades.

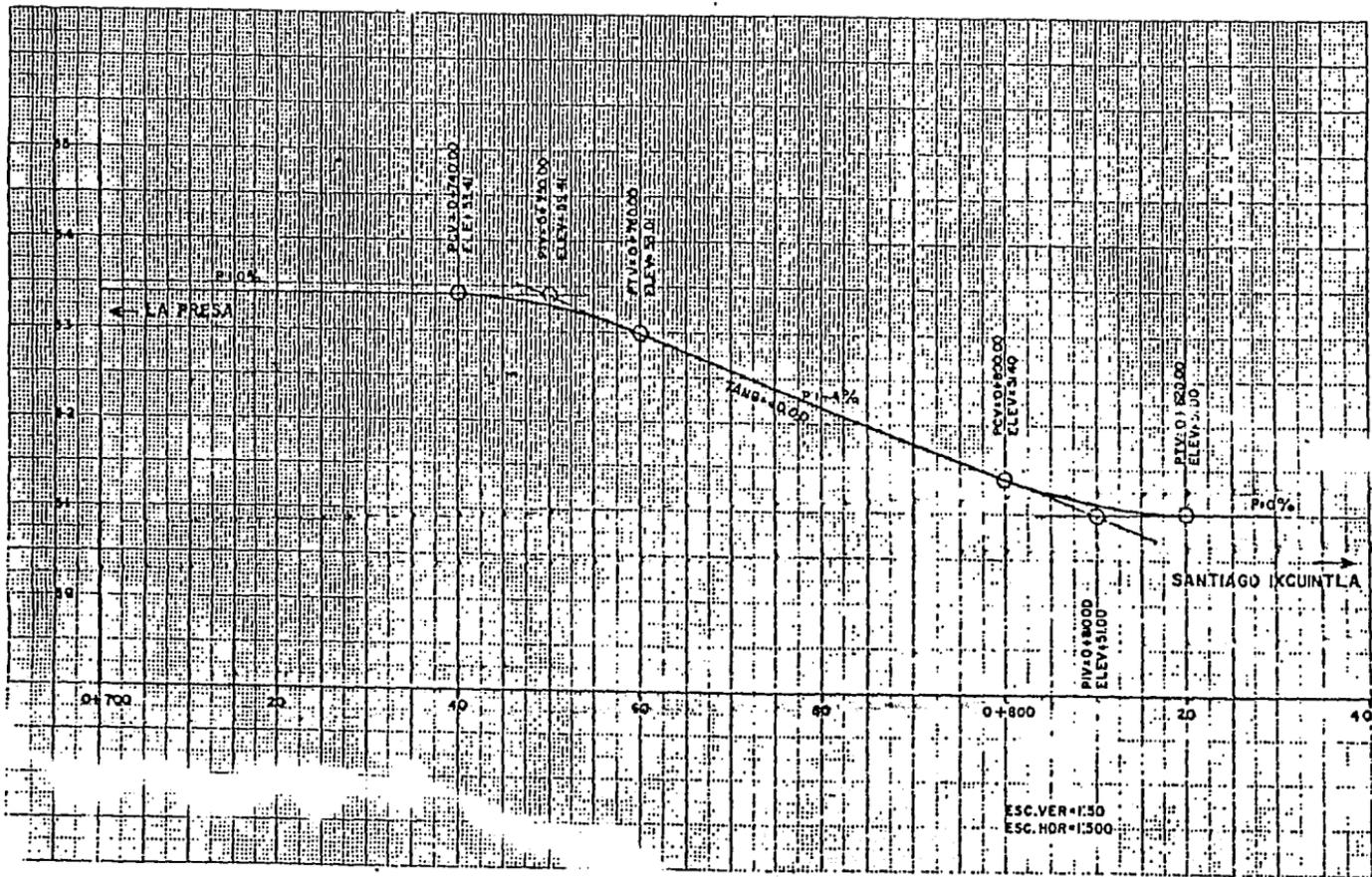
Tercera Alternativa.- Ubicada 50 metros aguas arriba de la Alternativa dos. Está es la alternativa más conveniente desde el punto de vista de la vialidad y de las afectaciones. Sin embargo no fue aceptada por las autoridades municipales.

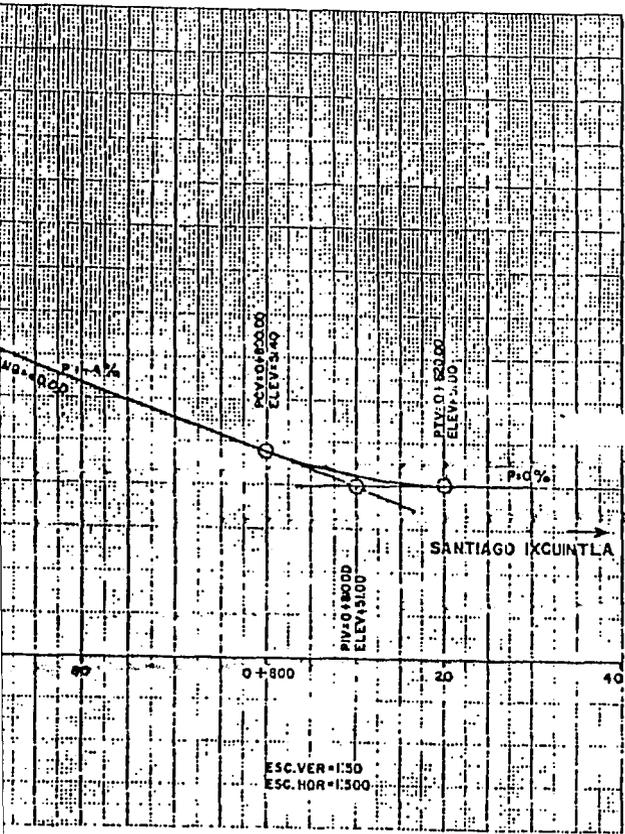
Cuarta Alternativa.- Se encuentra aproximadamente 150 metros aguas abajo del puente de madera, tiene la ventaja de que altera poco la vialidad urbana y se dirige directamente al centro del poblado "La Presa". A pesar de sus ventajas tampoco fue aceptada por las autoridades municipales.

Finalmente y atendiendo a un criterio político más que técnico se escogió ubicar el puente en el cruce de la Primera Alternativa, la más cercana a la ubicación del viejo puente de madera y se tomó la decisión de construir del lado de Santiago Ixcuintla un boulevard ribereño para evitar los defectos que arriba se describieron para la Primera Alternativa.



ALTERNATIVAS: (1) ————— (2) - - - - -  
(3) - · - · - · (4) · · · · ·





UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO



ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS

PROFESIONALES "ARAGON"



PROYECTO DEL PUENTE "SANTIAGO"

ENTRE SANTIAGO IXCUINTLA Y LA PRESA, NAYARIT

Tesis profesional

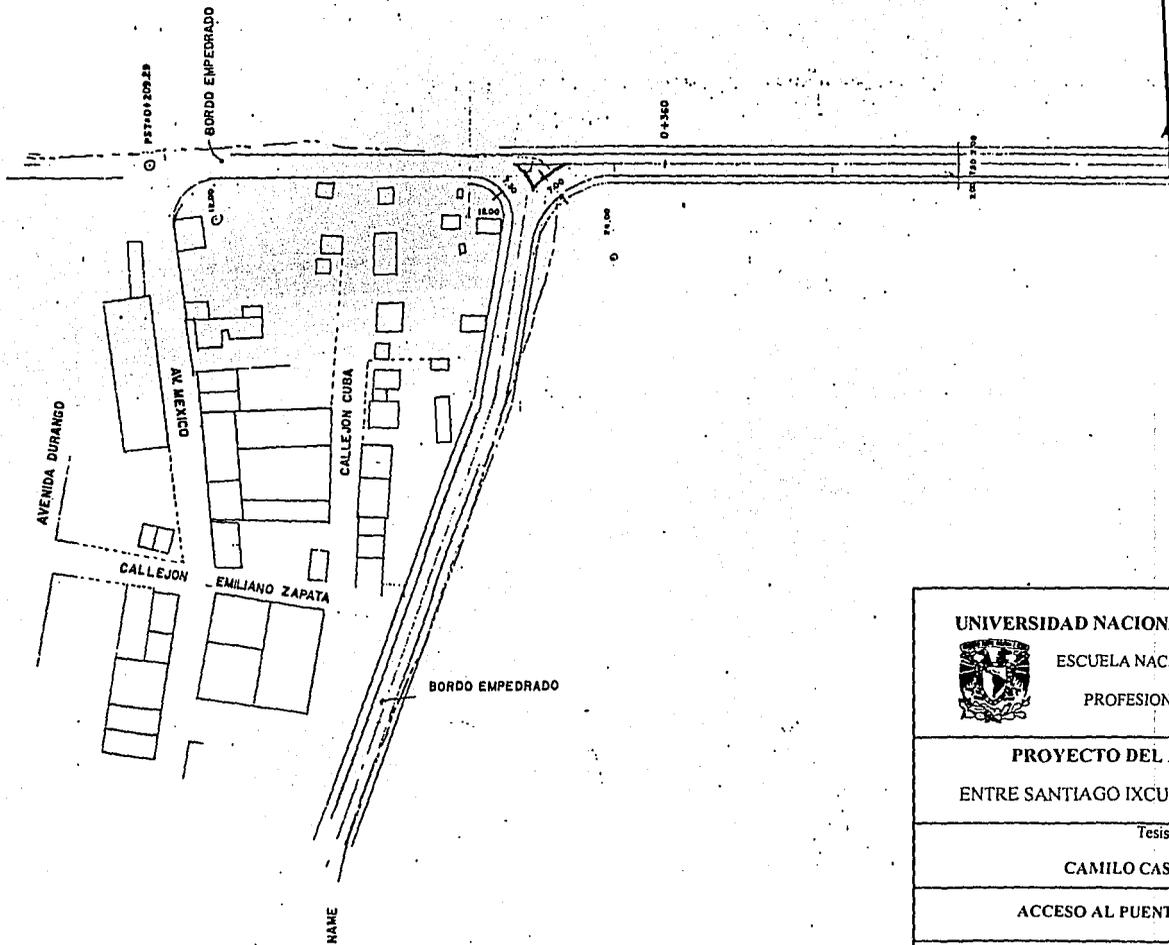
CAMILO CASTILLO SANDOVAL

PERFIL DE RASANTE

OCTUBRE 94

No. PLANO:

ET01



<p> <b>UNIVERSIDAD NACIONAL</b>    <b>ESCUELA NACIONAL</b>  <b>PROFESIONAL</b> </p>
<p> <b>PROYECTO DEL PUENTE</b>  <b>ENTRE SANTIAGO IXCUINTEPEC</b> </p>
<p>         Tesis por  <b>CAMILO CASTELLANOS</b> </p>
<p> <b>ACCESO AL PUENTE</b> </p>
<p> <b>OCTUBRE 94</b> </p>

BORDO EMPEDRADO

C. 1000

0+360

A SANTIAGO IXCUINTLA →

CALLE JON CUBA

EMILIANO ZAPATA

BORDO EMPEDRADO

NAME

43.00

RIO SANTIAGO

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO



ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS

PROFESIONALES "ARAGON"



PROYECTO DEL PUENTE "SANTIAGO"  
ENTRE SANTIAGO IXCUINTLA Y LA PRESA, NAYARIT

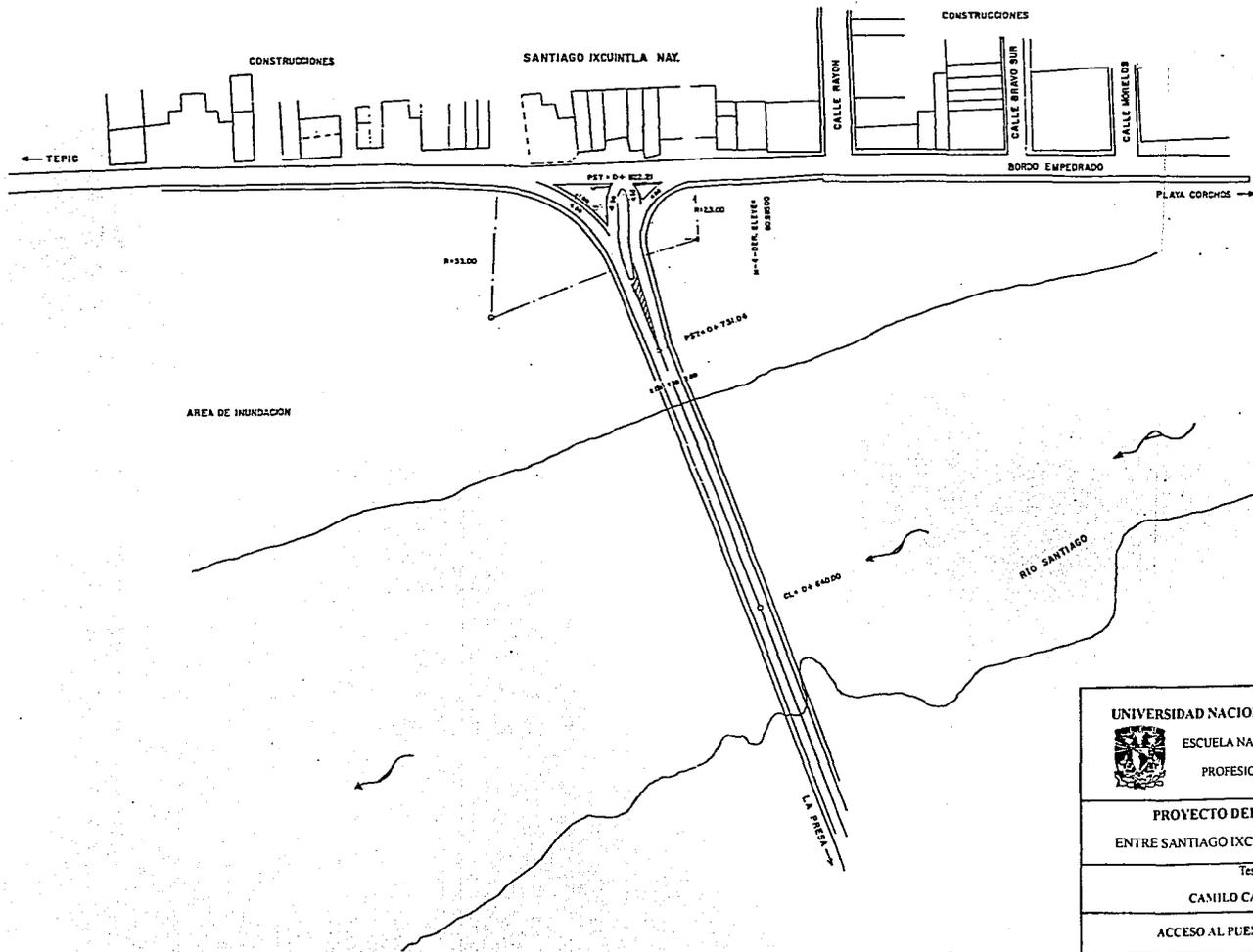
Tesis profesional

CAMILO CASTILLO SANDOVAL

ACCESO AL PUENTE "SANTIAGO" KM. 0+320

OCTUBRE 94

No. PLANO: ET02



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO



ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS

PROFESIONALES "ARAGON"



PROYECTO DEL PUENTE "SANTIAGO"

ENTRE SANTIAGO IXCUINTLA Y LA PRESA, NAYARIT

Tesis profesional

CAMILO CASTILLO SANDOVAL

ACCESO AL PUENTE "SANTIAGO" K31.0+640

OCTUBRE 94

No. PLANO:

ET03

### II.3 ESTUDIOS TOPOGRAFICOS.

Una vez que se definió la posición del puente con los criterios explicados anteriormente, se procedió a realizar un levantamiento topográfico. Para eso se llevó el trazo al campo, como una prolongación de las calles de ambas localidades. Este trazo se apoyó en cuatro monumentos de concreto, y se refirió a un origen arbitrario en la margen izquierda, de la población de "La Presa", Nayarit.

Posteriormente se trazó una poligonal de apoyo a lo largo del cruce con el objeto de trazar secciones que permitieran definir la topografía de la zona.

Con base en estos trabajos se produjeron los siguientes planos que enseguida se acompañan:

- Planta general.
- Planta detallada.
- Perfil detallado.
- Perfil de construcción.

LA PRESA, NAVY



ZONA DE MANOJON

GENERAL SALDIA

LA CALLE VARIOSA

ZONA DE MANOJON

SANTIAGO

RIO

CHILE

CHILE

CHILE

CHILE

CHILE

CHILE



A LA PRESA, NAY.

A SANTIAGO IXCUINTLA;

R.M.O. N21°00'W  
TANG.=110,23 m

MONUMENTOS DE CONCRETO

DATOS DE CURVA

PI.=0+139.92  
A.=11°50'120  
G.=4°00'  
R.=286.48 m  
ST.=29.69 m  
LC.=59.17 m

PST=0+000.00

PC=0+10.23

PT=0+169.40

PST=0+321.12



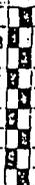
M-1 DER.  
ELEV.=50.210 m

M-2 DER.  
ELEV.=49.988

38.78 m

42.11 m

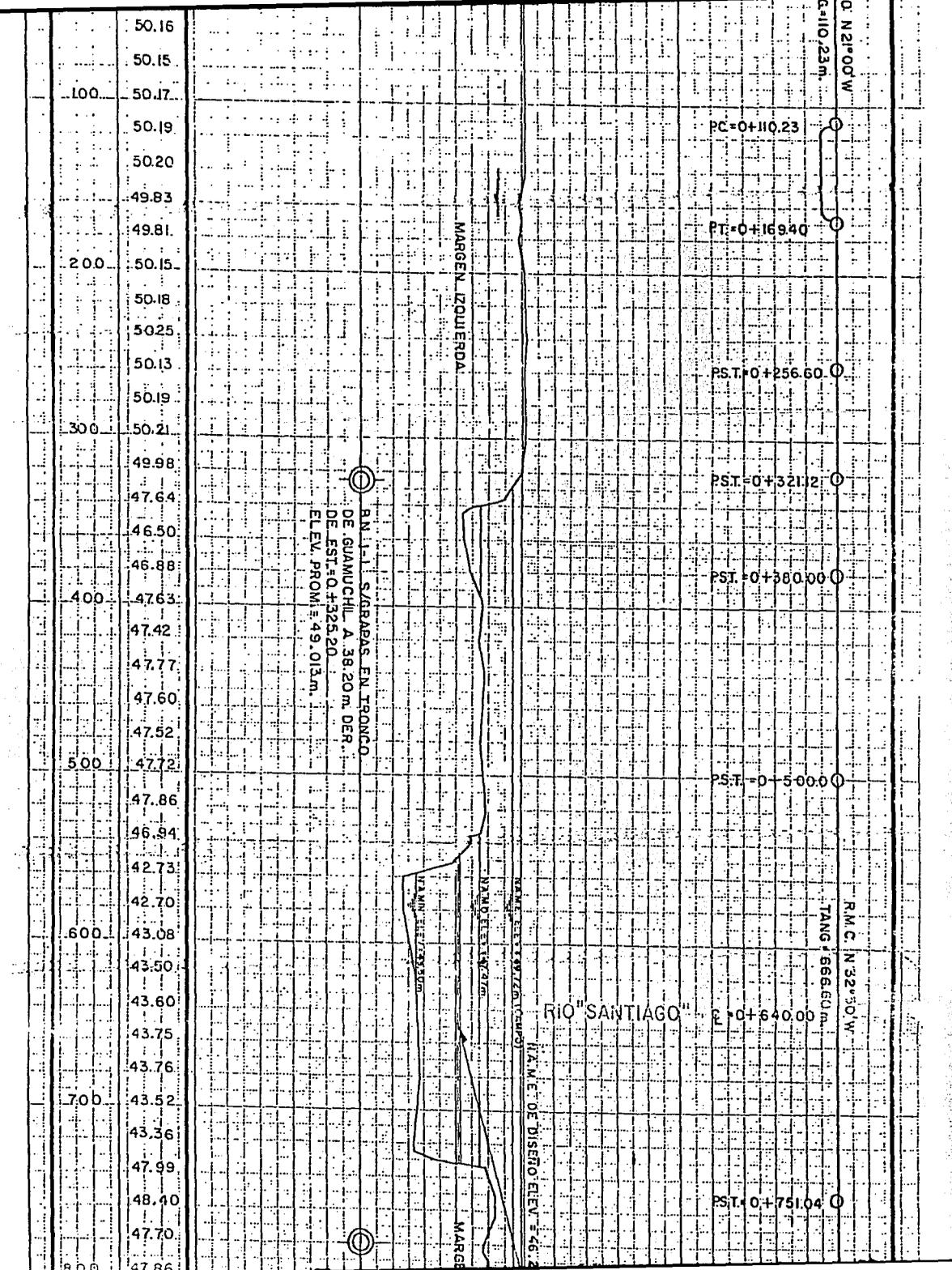
51.00 m



42.00 m

MARGEN

EST.	ELEV.
0+0000	49.35
	50.00
	50.09
	50.16
	50.15
100	50.17
	50.19
	50.20
	49.83
	49.81
200	50.15



D. N21°00'W  
G=110/23m

PC+0+110.23

PT+0+169.40

PST+0+256.60

PST+0+321.12

PST+0+380.00

PST+0+500.00

PST+0+640.00

PST+0+751.04

R.M.C. N 32°30'W  
TANG 666.60 m

RIO "SANTIAGO"

R.M.C. DE DISEÑO ELEV. = 46.2

MARGEN TOQUERDA

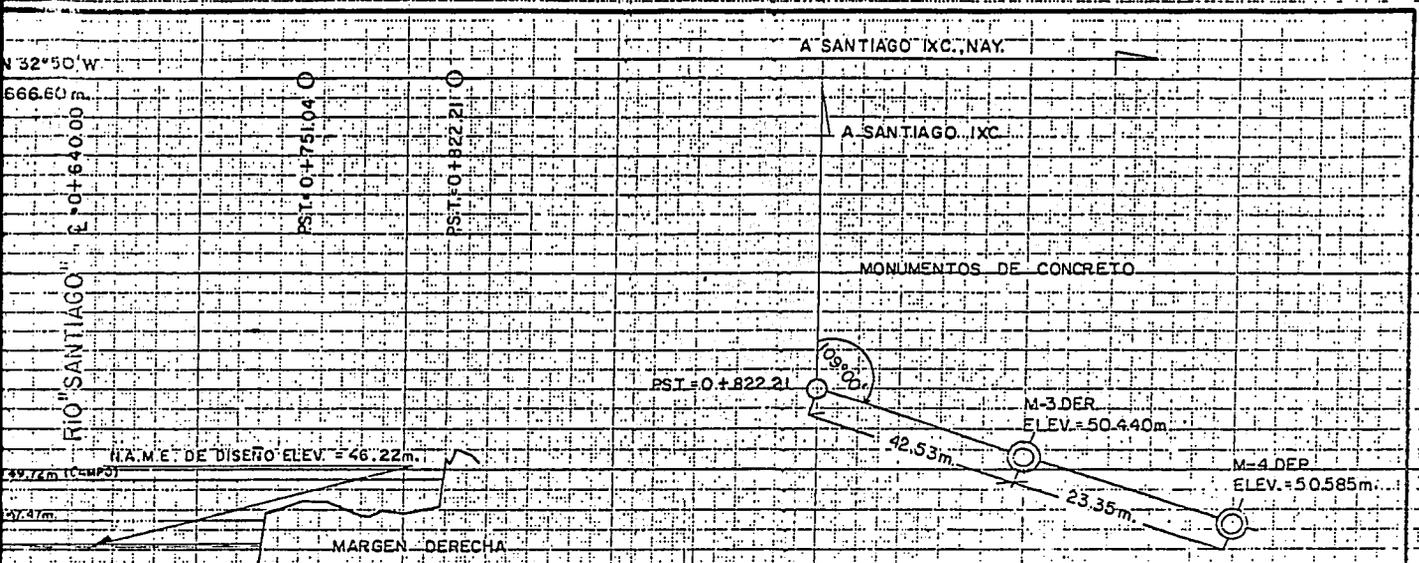
MARGEN  
ELEV. 47.330m  
ELEV. 47.210m  
ELEV. 47.330m

MARGEN

BN 1-1 SABRAS EN TRONCO  
DE GUANUCHIL A 38.20m DER.  
DE EST. 0+325.20  
ELEV. PROM. = 49.013m.

50.16  
50.15  
100 50.17  
50.19  
50.20  
49.83  
49.81  
200 50.15  
50.18  
50.25  
50.13  
50.19  
300 50.21  
49.98  
47.64  
46.50  
46.88  
400 47.63  
47.42  
47.77  
47.60  
47.52  
500 47.72  
47.86  
46.94  
42.73  
42.70  
600 43.08  
43.50  
43.60  
43.75  
43.76  
700 43.52  
43.36  
47.99  
48.40  
47.70  
47.66

100  
200  
300  
400  
500  
600  
700



N 32°50' W  
666.60 m  
RÍO "SANTIAGO" E=0+640.00

H.A.M.E. DE DISEÑO ELEV. = 46.22m.  
49.74m (C.MPS)  
47.47m  
43.30m

MARGEN DERECHA

BN-1-2 S/GRAPAS EN TRONCO  
DE SAUCE A 73.80m. DER.  
DE EST=0+780.00  
ELEV. PROM. = 48.291m

43.50	43.60	43.75	43.76	43.52	43.36	47.99	48.40	47.70	47.86	50.50	50.29
											700
											800
											0+360

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO



ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS  
PROFESIONALES "ARAGON"



PROYECTO DEL PUENTE "SANTIAGO"  
ENTRE SANTIAGO IXCUINTLA Y LA PRESA, NAYARIT

Tesis profesional

CAMILO CASTILLO SANDOVAL

PERFIL DE CONSTRUCCION

OCTUBRE 94

No.PLANO:

ETH03

#### II.4 ESTUDIOS HIDRAULICOS.

Los estudios hidráulicos del río en la zona del cruce, son muy importantes, porque nos darán los factores que influyen en las características del puente por proyectar, ya que en general la altura y la longitud del mismo, dependen del área hidráulica, tirante, etc., que deba tenerse para permitir el paso de una cierta avenida en el río. Así, a consecuencia de estos estudios se realiza el diseño hidráulico, que permite determinar las dimensiones necesarias del puente, de tal manera, que permita el paso de los volúmenes de agua aportadas por las lluvias, o como producto de la infiltración en el subsuelo, atendiendo a la eficiencia que se requiera en la eliminación de aguas.

A continuación se explicarán muy brevemente algunos de los estudios hidráulicos más usados en el proyecto de puentes. Un primer estudio hidráulico, consiste en conocer el gasto máximo que ha pasado por el río, con base en datos proporcionados por los lugareños o por huellas dejadas por esas crecientes. El conocimiento de este gasto máximo, nos podrá ser útil para la selección del gasto de diseño, ya que nos dará una idea del orden de las avenidas extraordinarias, que es un dato relativo, ya que puede ser que hayan pasado avenidas muy grandes y no queden huellas y no se tenga noticia de ellas, o que se trate de una avenida asociada a un período de retorno muy grande.

Para la determinación del gasto máximo que ha pasado por el río en estudio, se acostumbra utilizar el método de sección y pendiente, dada la sencillez con que puede aplicarse.

El método se basa en la hipótesis de que el régimen es uniforme para el tramo en estudio, por lo que es conveniente que el cauce del río tenga una sección uniforme, alineamiento recto, pendiente moderada y características de rugosidad del fondo constantes en un tramo considerable.

Con este método, obtenemos directamente el gasto que pasa por una sección determinada, conociendo el coeficiente de rugosidad ("n" de Manning), y su pendiente hidráulica (sh).

En avenidas la pendiente hidráulica (perfil medio de la superficie del agua) es sensiblemente igual a la pendiente geométrica del eje del río a lo largo del curso de éste, por ello, para fines de estimaciones de la velocidad del agua en crecientes, es suficiente medir la pendiente del fondo del río.

La velocidad media del agua, la calculamos a partir de la siguiente ecuación, enunciada por Manning:

$$V = 1/n (R h)^{2/3} S^{1/2}$$

en donde:

$V$  = velocidad media del agua (m/s)

$n$  = coeficiente de rugosidad de Manning  
(adimensional)

$R_h$  = radio hidráulico de la sección (m)

$S$  = pendiente hidráulica en el tramo (m/m)

y el radio hidráulico está definido por:

$$R_h = A_h / P_m$$

en donde:

$A_h$  = área hidráulica de la sección (m<sup>2</sup>)

$P_m$  = perímetro mojado de la sección (m)

conociendo la velocidad y el área hidráulica en la sección, podremos conocer el gasto que pasa por dicha sección a partir de la ecuación de continuidad:

$$Q = AV$$

Es conveniente mencionar, que se pueden obtener errores grandes con la aplicación de este método, debido a que, cuando pasa una avenida por el río, el régimen no es uniforme. Por otro lado, la selección del coeficiente de rugosidad de Manning es subjetiva y compleja, y depende del criterio del proyectista o del encargado del estudio de campo.

Con el fin de comparar el gasto que se obtiene en la sección, se hace uso de secciones hidráulicas auxiliares localizadas aguas arriba y, aguas abajo de dicha sección, en tramos del río que reúnan las características requeridas para la aplicación del método.

A partir del estudio anterior, se analiza la posibilidad de hacer un estrechamiento. La construcción de un puente que ocupe todo el ancho de la sección transversal del cauce, puede ser antieconómica, por lo que conviene considerar la posibilidad de diseñar terraplenes de acceso, que provoquen un cierto estrechamiento de la sección para reducir la longitud del puente. Si bien la longitud de éste es uno de los factores que regularmente intervienen más en el costo del cruce, hay que considerar por otro lado, que por efecto de un estrechamiento, aumentará el costo del cruce, ya que los apoyos del puente requerirán una profundidad de desplante mayor, por el incremento de la socavación, debido al aumento de la velocidad del agua; se necesitará que el puente sea más alto para considerar la sobreelevación del agua producida por el estrechamiento, y además podrían, requerirse obras de encauzamiento del flujo y de protección a los terraplenes de acceso.

Una reducción muy grande de la sección del cauce, puede aumentar el costo del cruce por necesitar de las obras complementarias antes citadas y, además, puede provocar inundaciones aguas arriba que pueden ser importantes si se

tienen zonas urbanas o de producción agrícola. Una reducción pequeña o nula, dará como resultado que se requieran menores obras de protección, pero dará lugar a un puente muy largo que resultaría antieconómico. Entre los extremos estará la solución más económica.

Los estrechamientos pueden ser de cuatro tipos:

- a) **Laterales:** Son los que se forman a partir del estrechamiento de una o ambas márgenes de un cauce. Tal es el caso que originan los terraplenes de acceso de un puente.
- b) **Intermedios:** Son aquellos en el que la reducción de la sección, se produce por obstáculos colocados dentro del cauce, como es el caso de las pilas de los puentes.
- c) **Inferiores:** Son los producidos por un obstáculo colocado horizontalmente en el fondo del cauce.
- d) **Mixtos:** Son los formados por cualquier combinación de los anteriores. En el caso de puentes, los estrechamientos más usuales son los laterales e intermedios que producen un efecto de remanso aguas arriba del mismo, que depende principalmente de la geometría del cauce, del gasto, y del tipo de régimen del flujo.

Para el caso del puente Santiago - La Presa, los estudios hidráulicos aportaron las siguientes características del cauce. La corriente es de tipo perenne, y su origen está a unos 1200 Km del sitio de cruce y desemboca 45 Km aguas abajo, en el Océano Pacífico.

El sitio donde se ubica el cruce, cuenta con las siguientes características:

- a) El área hidráulica de la cuenca drenada es de 124220 Km<sup>2</sup>.
- b) Pertenece a la región hidráulica No. 12, según la clasificación de la S.A.R.H.
- c) La vegetación, se puede clasificar como de cultivo.
- d) La topografía, es de lomerío suave.
- e) El cauce es estable, sensiblemente recto y, con llanuras de inundación.

Como antecedente, se puede mencionar la corriente máxima extraordinaria ocurrida en 1972, para la que el cauce del río Santiago fue insuficiente, lo que originó un desbordamiento hacia la margen izquierda; posteriormente, se construyeron bordos de tierra para proteger contra inundaciones a la población de "la Presa".

El período de lluvias en la región, ocurre durante los meses de mayo a septiembre, teniendo una precipitación media anual de 1500 mm.

La geología superficial en el fondo es un manto de arena arcillosa en la margen izquierda y en la derecha es uno de limo arcilloso.

El eje del trazo, cruza en dirección normal.

Mencionaremos además el método de Gumbel y el de comparación de cuencas, utilizados en el estudio hidrológico. La información utilizada, fue la de gastos máximos aforados en la estación hidrométrica "El Caporal", que se localiza sobre la corriente en estudio a 11.5 Km. aguas arriba del cruce, que drena una cuenca de 122960 Km<sup>2</sup>; obteniéndose un caudal máximo de 6900 m<sup>3</sup>/s, asociado a un período de retorno de 50 años.

Los niveles del río los podremos observar en el plano. Es conveniente señalar que difieren los datos del (NAME), tanto el de campo como el de diseño.

Se utilizó el método de sección y pendiente, sólo se hizo el levantamiento de una sección la cual, se ubica a 868 m aguas arriba del cruce.

La creciente máxima que se consideró, fue la obtenida en 1972, que produjo un gasto de 5570 m<sup>3</sup>/s; la velocidad media máxima en el cruce fue de 2.6 m/s; con una frecuencia de retorno de 25 años, la duración de la creciente es de 5 días.

Como observaciones, se debe considerar que actualmente la Comisión Federal de Electricidad (C.F.E.) construye la presa "Aguamilpa", que se localiza a 45 Km. aguas arriba del cruce, la cual entrará en operación en 1994. La capacidad de la

presa será de 6950 millones de metros cúbicos, y contará con una obra de excedencias diseñada para drenar un gasto de  $13000 \text{ m}^3/\text{s}$ , asociado a un período de 10 mil años.

Para un periodo de retorno de 50 años, la C.F.E. ha informado que en la obra de excedencia no se registrarán descargas.

Para la generación de energía eléctrica, se contará con tres turbinas que en total, desfogarán en forma permanente  $750 \text{ m}^3/\text{s}$ .

Se considera poco probable que se presente el gasto de  $6900 \text{ m}^3/\text{s}$ , correspondiente a una frecuencia de 50 años, antes del año de 1994 ( año de iniciación de operación de la presa Aguamilpa ), fecha en que se verán sustancialmente reducidos los caudales que pueden salir del vaso, dada su gran capacidad de almacenamiento y regularización.

En el tramo del río estudiado hidráulicamente, existen zonas que no cuentan con bordes marginales, lo que ocasiona desbordamientos y, por lo tanto, regularizaciones del flujo.

Lo anterior provoca que el método de sección y pendiente arroje resultados poco confiables. Sin embargo, los niveles de agua contenidos en el estudio se consideran muy confiables, ya que fueron proporcionados por vecinos del lugar que tienen más de 25 años de habitar la región y

corresponden a la avenida extraordinaria que ocurrió en 1972, de la cual se tiene información fidedigna.

Como conclusiones podemos mencionar, que se recomienda construir un puente de 165 m. de longitud, ubicado entre las estaciones Km. 0+560 y Km. 0+725, que drene un gasto de  $1250 \text{ m}^3/\text{s}$ , mismo que fué obtenido considerando el gasto generado por la cuenca existente entre el cruce y la presa Aguamilpa (  $500 \text{ m}^3/\text{s}$  para una frecuencia de 50 años ), y el desfogue permanente de las turbinas, de  $750 \text{ m}^3/\text{s}$  . El espacio libre vertical entre el NAME y el lecho inferior de la superestructura se recomienda de 2.0 m. como mínimo. La velocidad máxima bajo la obra se estima de 2.0 m/s y la sobreelevación de la superficie del agua será despreciable. Será conveniente que la parte bajo de la estructura quede en la cota 50.72 m., a fin de que aún presentandose en los próximos cuatro años un gasto con una frecuencia de 25 años, la superestructura cuente con un espacio libre vertical de 1.0 m.

Los terraplenes de acceso, podrán construirse lo más bajo posible

840

740

SECCION HIDRAULICA No. 1  
N.A.M.E. ELEV. s. 50,19 m.

50

45

40

PERFIL MEDIO DEL FONDO DEL CAUCE

Sg. s. 0.00034  
Sp. s. 0.00059

0.000

0.050

1.000

1.500

2.000

IRAMO

55

50

45

40

0.000

SECCION HIDRAULICA No. 1  
V. P. 50.19 m.

PERFIL MEDIO DE LA SUPERFICIE  
DEL AGUA EN PENDIENTES MAXIMAS  
EXTRAORDINARIAS.

PERFIL DEL

$S_0 = 0.00034$   
 $S_1 = 0.00059$

SECCION HIDRAULICA No. 1

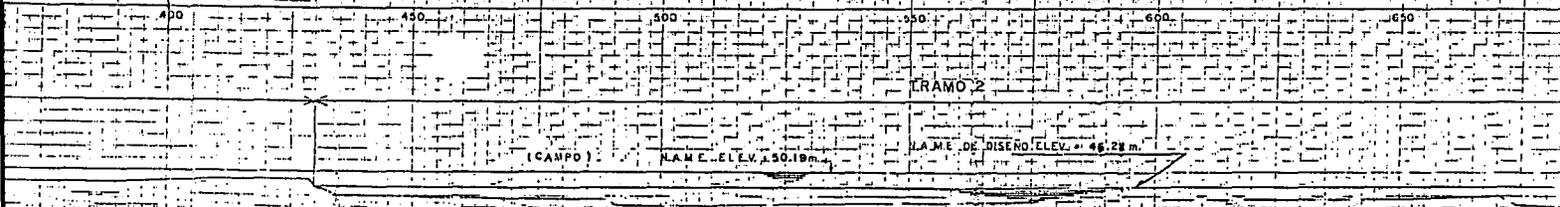
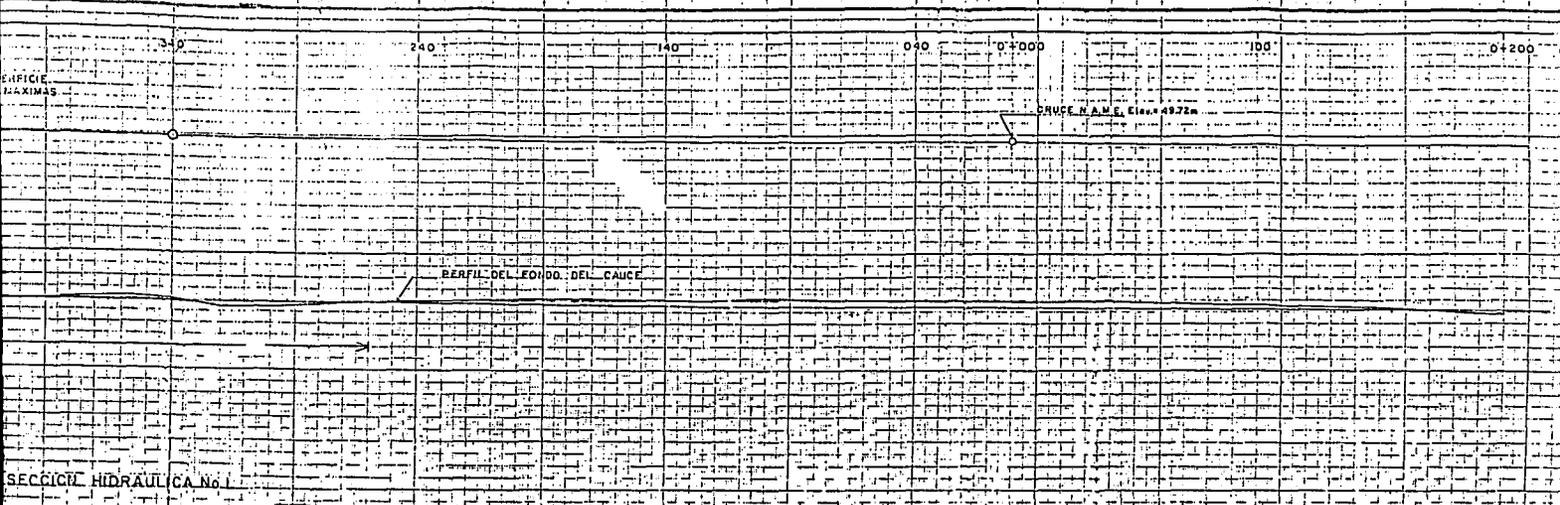
TRAMO

$S_0 = 0.00034$   $S_1 = 0.00220$

TRAMO	A(m <sup>2</sup> )	P(m)	r(m)	$r^{4/3}$ (m)	n	V(m/s)	Q(m <sup>3</sup> /s)
1	1074.04	428.30	2.908	18.46	0.034	1.28	1326
2	7631.19	288.70	3.630	3172	0.030	2.57	4792
AT: 070525						QT: 5568	

TRAMO A(m<sup>2</sup>)

UNICO 77

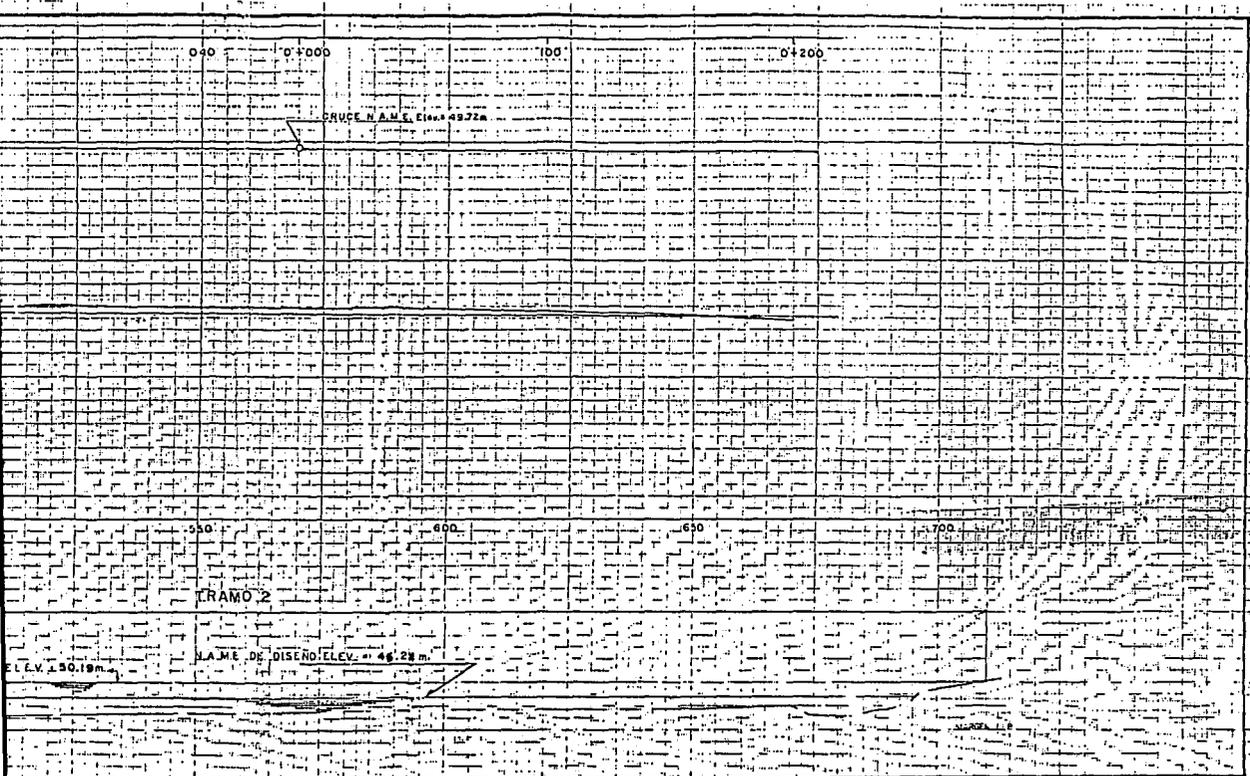


$S^{1/4} = 0.02429$

P(m)	r(m)	$r^{2/3}$ (m)	n	VM(S)	Q(m <sup>3</sup> /S)
4.42830	2.308	18.46	0.034	1.28	1326
2.8870	3.650	31.72	0.030	2.57	4192
QT = 3568					

TRAMO	A(m <sup>2</sup> )	P(m)	r(m)	$r^{2/3}$	n	V(m/s)	Q(m <sup>3</sup> /s)
UNICO	775	265	2.92	2.05	0.030	1.63	1263

ESC. { PEND. HOR. 1:1000  
VER. 1:100  
SECC. 1:500



$V(m/s)$	$Q(m^3/s)$
0.165	1263

ESC. { PEND. { HOR. 1:1000  
 VER. 1:100  
 SECC. 1:500

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO	
	ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES "ARAGON"
PROYECTO DEL PUENTE "SANTIAGO" ENTRE SANTIAGO IXCUINTLA Y LA PRESA, NAYARIT	
Tesis profesional CAMILO CASTILLO SANDOVAL	
PLANO DE PENDIENTES Y SECCIONES HIDRAULICAS	
OCTUBRE 94	Nº. PLANO: E1102

0 + 300  
LA PRESA, NAY

0 + 400

55.00m

40.00m

MARGEN IZQUIERDA



0 400

0 500

01

Est. 525.80

Est. 524.20

01

Est. 554.40

01

Est. 623.80

Est. 594.2

01

Est. 554.40

Est. 6185.00

Est. 6156

RIO "SANTIAGO"

Est. 646.2

01

Est. 676.8

0 600

0

N.A.M.E. = 57215 (CAMPO)  
N.A.M.O. = 7.47m  
N.A.M.I.N. = 3.50m

N.A.M.E. DE DISEÑO EL EV. = 46.22m

RIO "SANTIAGO"

Est. 01  
646.2

N.A.M.E. DE DISEÑO EL E.V. = 46.22m.

Est. 01  
676.8

Est. 01  
703.60

Est. 01  
732.00

0.700

0.700

0.800  
A

MARGEN DERECHA

UNIVERSIDAD NACIONAL A  
ESCUELA NACIONAL  
PROFESIONALES



PROYECTO DEL PUE  
ENTRE SANTIAGO IXCUINTL

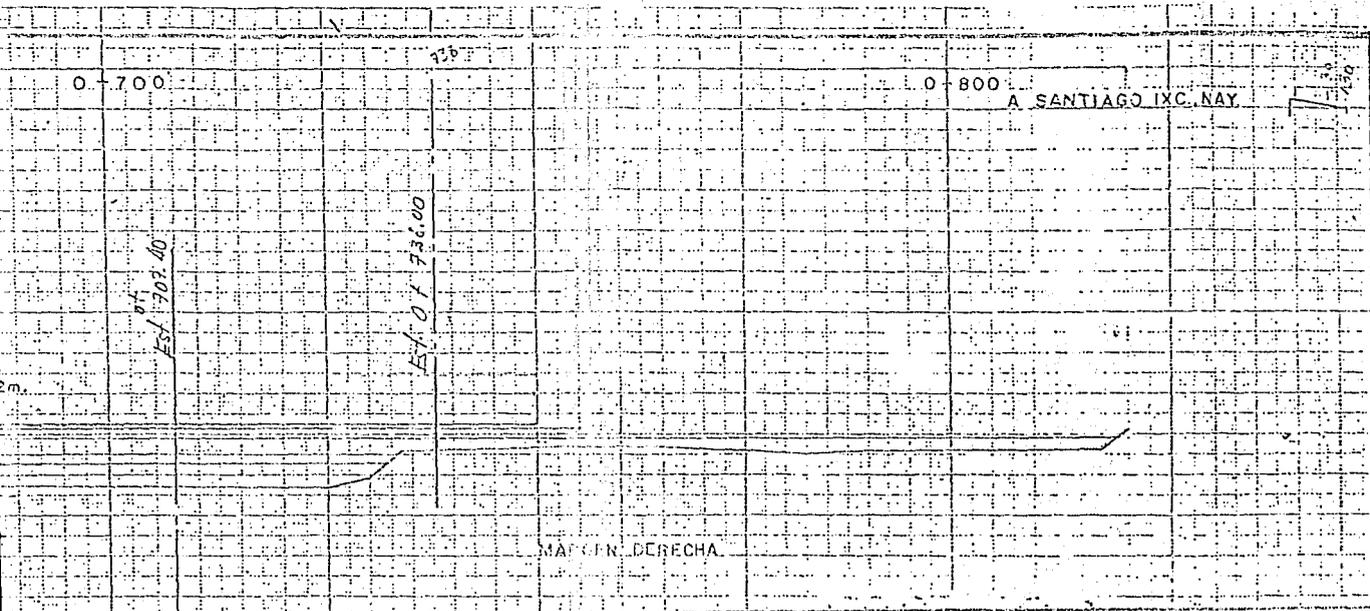
Tesis profes

CAMILO CASTILL

PERFIL DET.

OCTUBRE 94

N



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO



ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS

PROFESIONALES "ARAGON"



PROYECTO DEL PUENTE "SANTIAGO"

ENTRE SANTIAGO IXCUINTLA Y LA PRESA, NAYARIT

Tesis profesional

CAMILO CASTILLO SANDOVAL

PERFIL DETALLADO

OCTUBRE 94

No. PLANO:

E1101

## II.5 ESTUDIOS DE MECANICA DE SUELOS.

Los estudios de mecánica de suelos, tienen como propósito proporcionar al ingeniero proyectista, el conocimiento de las características y el posible comportamiento del suelo, ante las sollicitaciones a que estará sujeto durante la construcción y funcionamiento de la obra.

En el proyecto de un puente, es necesario considerar las siguientes interrogantes: la capacidad de carga y la magnitud de los asentamientos, de acuerdo al tipo de cimentación que se vaya a utilizar, así como la socavación que ocasionará el flujo del agua durante la avenida de diseño, parámetros necesarios para definir el nivel de desplante de los apoyos.

Cabe hacer mención que dentro de las pruebas más utilizadas en el proyecto de un puente, se encuentran los métodos de exploración que se divide en preliminares y definitivos:

Métodos preliminares:

- a) Pozos a cielo abierto, con muestreo alterado e inalterado.
- b) De lavado.
- c) Perforadores con posteadora, barrenos helicoidales o métodos similares
- d) De penetración estándar.
- e) De penetración cónica.
- f) Perforaciones de boleas y gravas.

**Métodos definitivos:**

- a) Pozos a cielo abierto con muestreo inalterado.
- b) Tubo de pared delgada.
- c) Rotatorio para rocas.

**Métodos geofísicos:**

- a) Sísmico
- b) De resistencia eléctrica.
- c) Magnético y gravimétrico.

En esta etapa de los estudios de mecánica de suelos, es donde las muestras alteradas e inalteradas obtenidas de las exploraciones, deben someterse a ciertas pruebas índice y mecánicas, con el fin de intuir o conocer las propiedades físicas y mecánicas del suelo en estudio. De estas pruebas se desprenderán los datos o consideraciones de proyecto.

Las pruebas índice, nos servirán para identificar el suelo y determinar en forma cualitativa sus características mecánicas e hidráulicas. Las pruebas mecánicas nos proporcionarán datos más específicos en cuanto a resistencia al esfuerzo cortante y compresibilidad del suelo, o sea, no definirán cuantitativamente sus propiedades mecánicas e hidráulicas.

Las pruebas índice más comunes son:

- Granulometría.
- Contenido de agua.
- Límites de consistencia.

- Identificación.
- Peso volumétrico.
- Densidad de sólidos.
- Relación de vacíos.

Y las pruebas mecánicas que en términos generales interesa realizar, son:

- La directa, de resistencia al esfuerzo cortante.
- Compresión simple.
- Compresión triaxial.
- Consolidación unidimensional estandard.

Para la ejecución de obras pequeñas, de poca importancia, puede ser suficiente la realización de algunas pruebas índice, de las que se obtendrían resultados definitivos; en el caso de obras importantes, como es el caso del puente, será necesaria la realización de las pruebas mecánicas, considerando los criterios para la realización de exploraciones preliminares y definitivas.

En nuestro caso, se realizaron siete sondeos en los ejes de la subestructura del puente, cinco fueron profundos mediante la prueba de penetración estandard, y dos a cielo abierto.

Estos sondeos se identifican con la siguiente nomenclatura:

NOMBRE	UBICACION	PROFUNDIDAD
S - 1	Km. 0+546	13.53 m.
S - 2	Km. 0+586	10.03 m.
S - 3	Km. 0+628	14.27 m.
S - 4	Km. 0+682	11.40 m.
S - 5	Km. 0+737.2	20.68 m.
PCA - 1	Km. 0+506	4.20 m.
PCA - 2	Km. 0+777	4.30 m.

Al hacer el estudio de campo, se obtuvieron las siguientes características del suelo:

- El subsuelo está constituido por arena mal graduada, con finos limosos e intercalaciones de lentes de grava, cuya compacidad varía de suelta a muy compacta.
- En la margen izquierda, superficialmente se tiene un estrato de 2.40 m. de espesor, formado por limos color café con poca materia orgánica, de consistencia blanda.
- En la margen derecha, de 1.60 a 1.80 m. bajo el nivel del terreno natural, se tiene una arcilla color oscuro con poca arena, de consistencia firme, cuyo espesor varía de 1.20 a 1.90 m.
- El nivel de aguas freáticas (NAF), se encontró al nivel de aguas mínimas (NAMIN), a una elevación de 43.50 m. Se incluye perfil estatigráfico del cruce.

Para su estudio, se tomaron muestras del tipo inalteradas representativas. Realizándoles las siguientes pruebas:

- a) Humedad natural.
- b) Límites de plasticidad.
- c) Granulometría por malla.
- d) Clasificación de campo.

Para el proyecto se recomienda cimentación de tipo profundo, mediante pilotes de concreto armado colados en el lugar, trabajando por punta.

Los niveles de desplante, medidos a partir del nivel del fondo del cauce, se indican a continuación:

- a) De la estación Km. 0+560, y entre la estación Km. 0+682 a 10.82 m., elevación 32.0 m.
- b) Estación Km. 0+682 a 7.80m., elevación 35.0 m. y estación Km. 0+725 a 12.80 m., elevación 30.0 m.; para apoyo intermedio se interpolará entre las dos estaciones antes mencionadas, tal y como se muestra en el perfil de suelos que se anexa.

La siguiente tabla, nos da las consideraciones de capacidades de carga admisibles para fines de diseño.

## CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE TON/PILOTE

DIAMETRO (m)	DEL Km.0+560 AL Km.0+586	ENTRE Km.0+586 Y Km.0+682	ESTACION Km.0+682	ESTACION Km.0+725
1.20	215	170	135	200
1.30	250	200	155	265
1.50	315	265	200	340

Para el apoyo, ubicado entre las estaciones Km. 0+682 y Km.0+725, la capacidad de carga admisible se interpolará de las correspondientes a cada estación.

Se recomiendan excavaciones estabilizadas mediante ademes metálicos recuperables, hasta las siguientes profundidades medidas a partir del fondo del cruce:

- a) De la estación Km. 0+560 a la estación Km. 0+612, a 9 m., elevación 34.0 m.
- b) Entre la estación Km. 0+612 a la estación Km. 0+725, a 2.70 m., elevación 40 m.

Posteriormente y hasta el nivel de desplante, se ademarará con lodo bentonítico según las siguientes características:

- Densidad : mayor de 1.1 T/m<sup>3</sup>  
 Viscosidad Marsh : 35 - 60 seg.  
 Viscosidad plástica : 10 a 25 centipoises  
 Filtración : menos de 20 cm<sup>3</sup> de agua

Contenido de arena : menor del 30 %.

La separación mínima que deberá existir entre pilotes, medida de centro a centro de los mismos, será de dos veces su diámetro. No se presentarán asentamientos en la estructura. No se tendrán problemas de estabilidad en los terraplenes de acceso y, se prevén asentamientos en los mismos de orden despreciable.

Existe también la alternativa de emplear cimentación profunda, mediante cilindros de concreto armado de 4.60 m. de diámetro, hincados por el procedimiento de "pozo indio", desplantados a la misma profundidad recomendada para los pilotes, considerando las siguientes capacidades de carga admisible para fines de diseño:

- a) Del Km. 0+560 al Km. 0+586, 1500 ton/cilindro
- b) Entre el Km. 0+586 y Km. 0+682, 1800 ton/cilindro
- c) Estación Km.0+682, 1010 ton/cilindro y estación Km. 1+725, 2100 ton/cilindro. Para apoyo ubicado entre dichas estaciones, la capacidad de carga admisible se interpolará de las correspondientes a cada estación.

Km. 07400

Km. 07500

Km. 07600

A LA PRESA, MAY.

RCA-1  
Km. 07506S-1  
Km. 07506  
Elev. 4 08 00 0S-2  
Km. 07506  
Elev. 4 08 00 0

MARGEN IZQUIERDA

Km. 07500

LO

LIMO COLOR CAFE  
ORGANICA DE CONSIS  
2.40CLARO CON Poca MATERIA  
TERCIA BLANDA

2514.50

N.A.F.

1.40

NANIM REEV = 45.80

ARENA  
DE SUELTA

## DATOS HIDRAULICOS

$$Q = 1,250 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$V = 0.25 \text{ m/seg}$$

Elev. w Normal

2515.00

0 10 20 30 40 50

NI DE GOLPES EN P.P.E.

R011.00

NIVEL DE DESPLANTE

NI DE GOLPES EN P.P.E.

ELEVACIONES EN METROS



CRUCE : "RIO SANTIAGO"  
CAMINO : LA PRESA - SANTIAGO IXC, MAY.  
TRAMO : LA PRESA - SANTIAGO IXC, MAY.  
KM : 075-00  
ORIGEN : LA PRESA, MAY.

## SIMBOLOGIA

N.A.M.E. = Nivel de Agua Máximo Estacionario  
N.A.M. = Nivel de Agua Mínimo  
N.A.F. = Nivel de Agua Fluctuante  
P.P.E. = Pico de Pantallas Estático  
P.C.A. = Pico o cima Abierta  
S. = Suelo  
P.S. = Pie del Suelo  
L. = Llave



Km. 04700

Km. 07800

P.M.  
01.50mS-4  
Elev. 0.9028  
Elev. = 48.78mS-5  
Elev. 0.9717.00  
Elev. = 07.82mP.C.A. = B  
Elev. 0.9777

A SANTIAGO IXC. NAY.

PROPUESTA L = 105.00 m

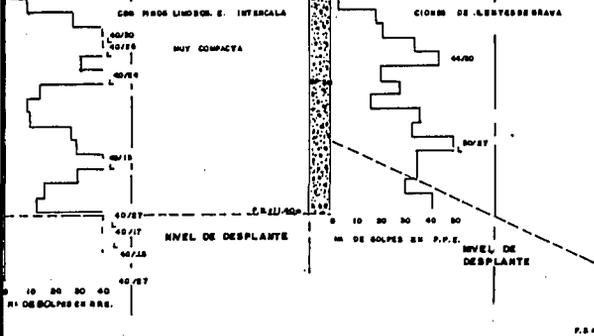
Km 07750

NOMBRE DE CAMPO ELEV = 48.78 m

MARGEN DERECHA

04.23 m

ARENA LIMBA COLOR CAFE  
MATERIA ORGANICA DE COMPA  
ARCILLA COLOR CAFE OSCURO  
DE CONCRETO  
CLARO CON POCA  
CIDAD SUelta  
CON POCA ARENA  
TENENCIA POCO FIARTE.



P.P.E. 0.00m

P.P.E.

EN. AUX. S/MAPAS EN TRONCO DE SAUCEA 78.80m. DER.  
EST. 07750.00 ELEV. PROM. = 48.28 m

VERT. 1:100  
ESC.  
HORIZ. 1:400

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO



ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS  
PROFESIONALES "ARAGON"



PROYECTO DEL PUENTE "SANTIAGO"  
ENTRE SANTIAGO IXCUINTLA Y LA PRESA, NAYARIT

Tesis profesional

CAMILO CASTILLO SANDOVAL

PERFIL DE SUELOS

OCTUBRE 74

No. PLANO: ES01

### CAPITULO III ELECCION DE TIPO.

Después de haber realizado los estudios preliminares, se lleva a cabo la elaboración del proyecto estructural, que nos permitirá producir planos y memorias de cálculo para la realización de la obra.

El proyecto estructural se divide en dos etapas:

- La elección de tipo.
- El proyecto detallado.

Se entiende por elección tipo, el proceso mediante el cual se definen las características generales de la estructura, para que esta satisfaga de una manera económica las necesidades para las que será construida.

Es la etapa más importante del proyecto estructural, pues de ella dependen las decisiones que se tomen para la seguridad, el costo de la obra y las equivocaciones en que se incurra y que no podrán remediarse posteriormente.

Una obra mal proyectada tendrá un mal comportamiento, a pesar de que en su diseño, y su construcción se invierten recursos importantes.

Para poder lograr un buen proyecto, es fundamental que los estudios sean completos y fidedignos. Es necesario que los datos sean confiables, pues de ello dependerá que las obras

no sean muy costosas, y de no contarse con datos adecuados, las obras pueden resultar sobradas y por lo tanto conservadoras, o pueden ser insuficientes y susceptibles de colapsarse.

Entre las características que se definen al elegir el tipo de obra, podemos señalar las siguientes:

a) Dimensionamiento de la obra:

Longitud total, ancho y tamaño de los claros

b) Estructuración:

Forma como se enlazan los diferentes elementos para formar un sistema resistente y estable ante las sollicitaciones exteriores, por ejemplo : bóvedas, cajones, puentes de vigas simples, de vigas continuas, marcos, arcos, puentes colgantes, atirantados, etc.

c) Tipo de cimentación:

Zapatas, pilotes y cilindros.

d) Materiales que se emplearán para conformar la subestructura y la superestructura:

Mampostería, concreto simple, concreto reforzado, acero estructural, concreto presforzado, madera, etc.

e) Procedimiento de construcción que deberá seguirse para lograr la erección del puente, teniendo en cuenta las limitaciones de espacio, tiempo y recursos disponibles.

El procedimiento que usualmente se sigue en la elección de tipo, es el de formar planos con esquemas generales de la obra, que contengan las características generales señaladas para todas las posibles soluciones que puedan imaginarse para la misma. En cada alternativa se determinan las dimensiones y las cuantías de refuerzo de los miembros estructurales, mediante métodos muy poco aproximados de carácter provisional. Para estos dimensionamientos preliminares habrá que apoyarse en la experiencia del proyectista, o en los datos que puedan tomarse de proyectos semejantes que se hayan realizado previamente.

Con estos esquemas podrá cubicarse la solución y con un análisis preliminar de precios unitarios podrá obtenerse el costo de la inversión para cada alternativa.

Debe tenerse en cuenta, sin embargo, que el aspecto económico no queda definido exclusivamente por el costo de la inversión, sino que debe incluir también los costos de mantenimiento y de operación en forma capitalizada. Es fácil comprender que por esta razón, la solución más económica para un mismo cruce será diferente si la obra corresponde a un autopista con altos volúmenes de tránsito o si pertenece a un camino rural.

### III.1 APLICACION DE LOS CONCEPTOS ANTERIORES AL PUENTE SANTIAGO - LA PRESA.

Por razones de brevedad y con el objeto de no extender demasiado esta tesis, únicamente se presenta a continuación un resumen del proceso de elección de tipo que llevó a definir las características del puente en estudio.

#### a) Dimensionamiento de la obra.

El estudio hidráulico recomienda como longitud mínima del puente de 165 m. Sin embargo, para evitar que los terraplenes de acceso se apoyan sobre zonas pantanosas, se decidió alargar el puente hasta 210 m. También el estudio hidráulico definió la altura, ya que se escogió una rasante tal, que permitiera un espacio libre vertical de 2.0 m sobre el NAME de diseño. Esta rasante queda sobre el nivel de la rasante de las calles de acceso, pero puede ligarse fácilmente a ellas. Por lo que se refiere al ancho, se seleccionó de 11.0 m, a fin de contar con una calzada de 8.5 m y dos banquetas de 1.25 m. En esta forma se tendrá capacidad para dos bandas de tránsito y para el paso de peatones. En puentes con cimentación profunda resulta antieconómico dar un ancho menor y en puentes urbanos las banquetas deben ser suficientes.

Respecto al claro se hicieron varios tanteos a partir del claro mínimo de 25 m (definido por razones hidráulicas) hasta 45 m.

b) Estructuración.

Por facilidad de construcción y para prevenir problemas por posibles asentamientos diferenciales, se seleccionaron tramos isostáticos de vigas simplemente apoyadas.

Para las pilas se escogió la forma de una sola columna con cabezal en doble voladizo, que tiene facilidad de construcción, poco peso y alta eficiencia hidráulica.

c) Tipo de cimentación.

De acuerdo con las recomendaciones de estudio de suelos se investigaron dos alternativas de cimentación profunda: pilotes precolados de concreto hincados y pilotes colados en sitio sobre perforaciones previas. Se seleccionó la segunda alternativa por resultar más económica.

d) Materiales.

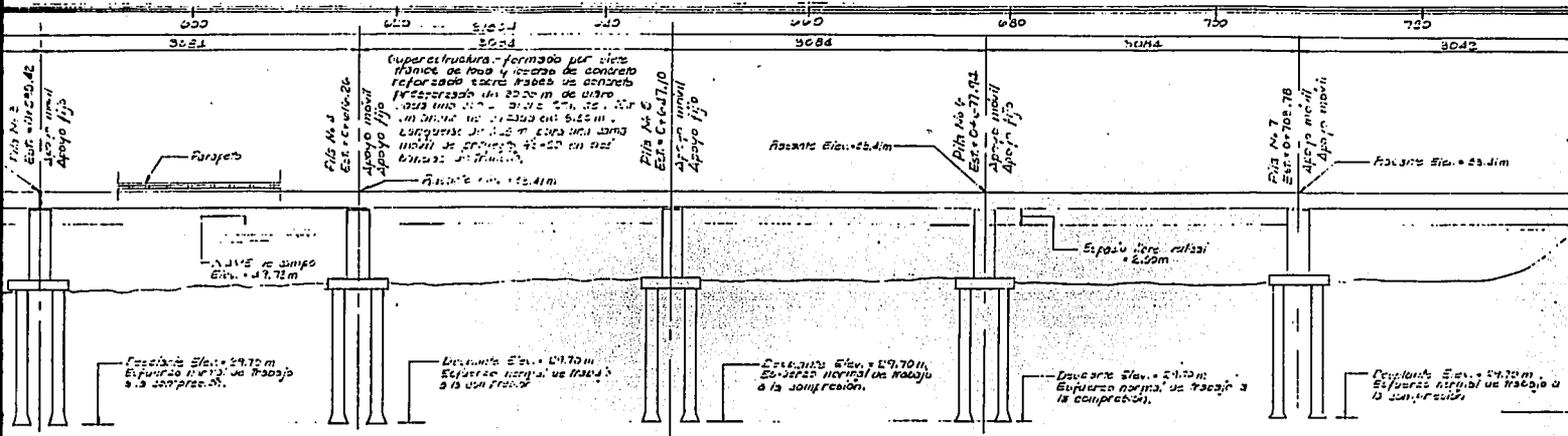
Para la subestructura y por rapidez de construcción, se escogió el concreto reforzado. Para la superestructura, por razones de durabilidad (tomando en cuenta el ambiente húmedo costero) y por rapidez de construcción, se escogió el concreto presforzado.

e) Procedimiento constructivo.

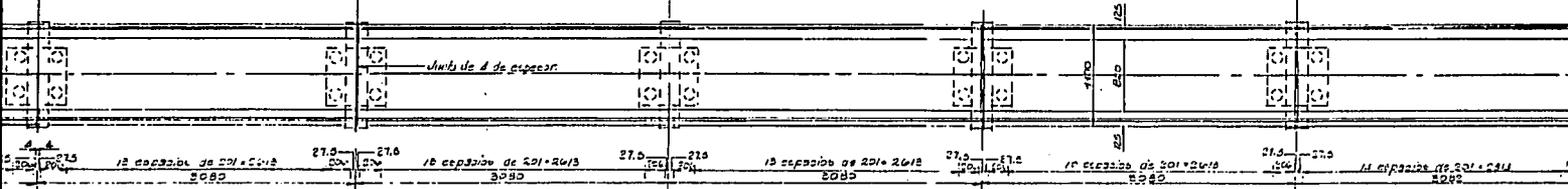
De acuerdo con el estudio de suelos, los agujeros para el colado de pilotes deberán estabilizarse con lodo bentonítico, que será desplazado a medida que se cuele el concreto. Las trabes de la superestructura serán prefabricadas en un taller (Culiacán, Sin.) lo que permitirá una mayor calidad en la ejecución, un menor

costo y una mayor rapidez, ya que podrá avanzarse simultáneamente en la construcción de la superestructura y de la subestructura.

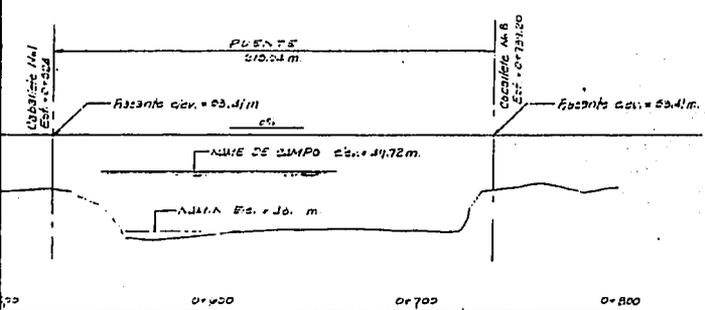




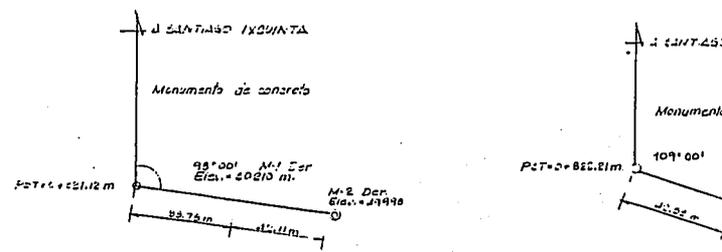
CORTE ELEVACION POR EL EJE DEL CAMINO



PLANTA

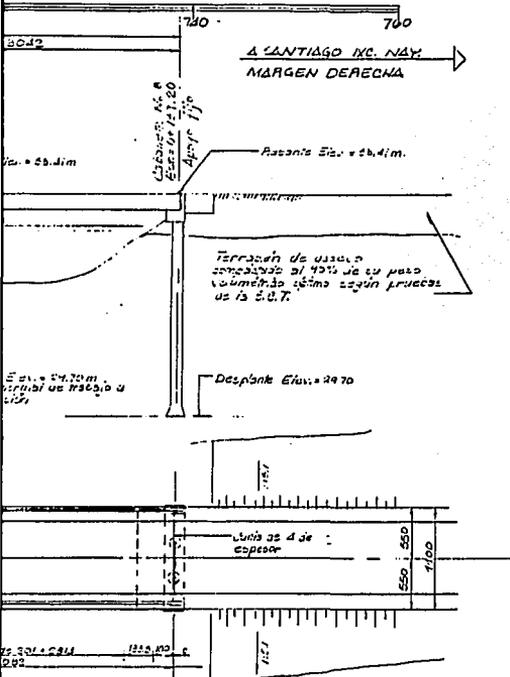


CROQUIS DE RASANTE



MONUMENTOS DE CONCRETO





MATERIALES	
<b>PARAPETO</b>	
Concreto de f.c. 250 kg/cm <sup>2</sup>	27 m <sup>3</sup>
Acero de refuerzo de C.E.R. 2500 kg/cm <sup>2</sup>	0.177 kg
<b>SANJONETI</b>	
Concreto de f.c. 250 kg/cm <sup>2</sup>	1.11 m <sup>3</sup>
Acero de refuerzo de C.E.R. 2500 kg/cm <sup>2</sup>	1000 kg
Tubo 35 cortón empalmado de 21 p.	640 m
<b>SUPERESTRUCTURA</b>	
Concreto de f.c. 250 kg/cm <sup>2</sup> en:	
Tablas precastadas	553 m <sup>3</sup>
Concreto de f.c. 250 kg/cm <sup>2</sup> en:	
Losetas precastadas	186.2 m <sup>3</sup>
Losas	240.4 m <sup>3</sup>
Diágramas	240.4 m <sup>3</sup>
Concreto sólido	25 m <sup>3</sup>
Acero de refuerzo L.R.E. 14 000 kg/cm <sup>2</sup>	2870 kg
Armaduras:	
Vigas de (12 T 1/2")	250 pzas
Mueños de (12 T 1/2")	250 pzas
Acero de refuerzo C.E.R. 2500 kg/cm <sup>2</sup>	2516 kg
Tablas	25 pzas
Tableros	896 pzas
<b>ARJOS INTEGRALES DE NEOPRENO DUREZA SHORE 60.</b>	
Tijos de 40x30x21	222
Novillos de 40x40x41	222
<b>JUNTA DE DILATACION</b>	
Sihaflex 1-A o similar de 4 de espesor	223 m <sup>2</sup>
Acero estructural A-36	1784 kg
Cortón empalmado de 4 de espesor	25.4 m <sup>2</sup>
<b>SUBESTRUCTURA</b>	
Concreto de f.c. 250 kg/cm <sup>2</sup> en:	
Cabezas y orijos de:	
Columnas externas	75.6 m <sup>3</sup>
Columnas de pilas	104.2 m <sup>3</sup>
Columnas de pilas	64.0 m <sup>3</sup>
Capas de pilas	213.0 m <sup>3</sup>
Pilotes	238 m <sup>3</sup>
Acero de refuerzo C.E.R. 2500 kg/cm <sup>2</sup>	75270 kg
Exposiciones previas	12

DATOS HIDRAULICOS	
Gasto de la corriente	12.50 m <sup>3</sup> /s
Capacidad del puente	12.50 m <sup>3</sup> /s
Área hidráulica libre	
Área bajo el puente	
Corrección	

**NOTAS**

Dimensiones. - En centímetros, excepto las que se indican en otra unidad.

Elevaciones. - Referidas al punto de nivel sobre el cual se levantó la planta y 75.50 m J.M. de elev. + 27.50 m con elevación promedio de 28.81 m.

Espesores. - Los últimos 20 cm de las pallas de distribución de la S.C.T. ...

Apoyos. - De concreto. Juntas móviles entre en los lugares de tránsito.

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES "ARAGÓN"

PROYECTO DEL PUENTE "SANTIAGO" ENTRE SANTIAGO XICUINTLA Y LA PRESA, NAYARIT

Tesis profesional

CASILLO CASTILLO SANDOVAL

PLANO GENERAL

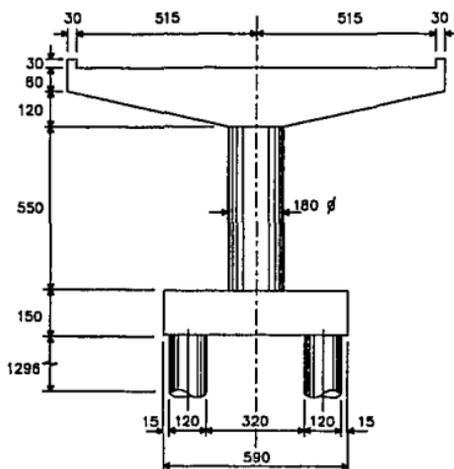
OCTUBRE 94 No. PLANO: PG01

## CAPÍTULO IV SUBESTRUCTURA.

La subestructura estará formada por pilas y caballetes.

La pila consta de las siguientes partes: cabezal, columna, y zapata de cimentación que estará apoyada sobre cuatro pilotes.

### IV.1. DIMENSIONES PROPUESTAS:



### IV.2. DISEÑO DE LA PILA.

La estructura se proyectará para resistir una superestructura, formada por dos tramos de losa plana de concreto reforzado, sobre cinco traveses de concreto presforzado. Ancho total 11.0m para carga móvil tipo HS-20, para dos bandas de circulación.

#### IV.2.1. CALCULO Y DISEÑO

Carga muerta

$$\text{Trabe: } (0.5014 \times 30.0 \times 2.4 \times 5) = 180.50 \text{ ton.}$$

$$\text{Losa: } (0.20 \times 11.0 \times 30.0 \times 2.4) = 158.40 \text{ ton}$$

$$\text{Diafragma: } (2.264 \times 0.20 \times 30.0 \times 2.4 \times 4) = 130.41 \text{ ton}$$

$$\text{Asfalto: } (0.10 \times 7.5 \times 30.0 \times 2.2) = 49.50 \text{ ton}$$

$$\text{Cargas adicionales: } (0.22 \times 30.0 \times 2.4) = 15.84 \text{ ton}$$

Carga viva + I

Para la carga tipo HS-20, en una banda de circulación, las normas AASHTO designan para un claro de 30.0 m una cortante de  $29.56 \times 1.221 = 36.09 \text{ ton}$

Pero debido a que son de dos bandas, la multiplicamos por dos quedándonos:

$$R_{CV} = 36.09 \times 2 = 72.19 \text{ ton.}$$

#### IV.2.2. DISEÑO DEL CABEZAL.

$$P = \text{reacción por trabe} = (534.65 + 72.19) / 5 = 121 \text{ ton}$$

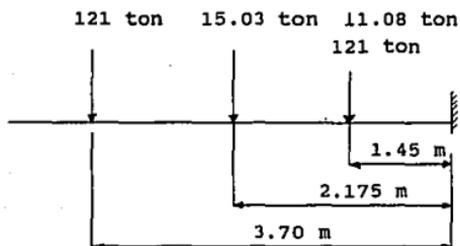
El empotramiento en la columna, se supone con la siguiente expresión:

$$a = [ \sqrt{\pi r^2} ] / 2$$

Sustituyendo valores nos queda

$$a = [ \sqrt{\pi \times 90^2} ] = 80 \text{ cm}$$

## IV.2.3. DIAGRAMA DE CUERPO LIBRE.



## IV.2.4. CARGA POR PESO PROPIO.

Concepto	carga (ton)	Brazo (m)	Momento (ton-m)
Tope lateral	$0.30^2 \times 1.80 \times 2.4 = 0.39$	4.20	1.64
Cabezal:			
A <sub>1</sub>	$4.35 \times 1.2 / 2 \times 1.8 \times 2.4 = 11.28$	1.45	6.36
A <sub>2</sub>	$0.80 \times 4.35 \times 1.8 \times 2.4 = 15.03$	2.175	32.69
P <sub>1</sub>	121.00	3.70	447.70
P <sub>2</sub>	121.00	1.75	211.75
Σ	268.70		700.14

Constantes de cálculo:

$$f_s = 2000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_c = 112.5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$K = 14.42 \text{ Kg/cm}^2$$

$$j = 0.906$$

$$n = 9$$

### Revisión del peralte

Se propone  $d = 200 - 12.5 = 187.5$  cm

$$d = \sqrt{\frac{70014000}{14.42 \times 180}} = 164.23 < 187.5 \text{ cm. Bien!}$$

Acero de refuerzo de flexión

$$A_s = \frac{70014000}{2000 \times 0.906 \times 187.5} = 206.08 \text{ cm}^2$$

Para varillas del Número 8;  $a_s = 5.07 \text{ cm}^2$

$$\text{No.} = \frac{206.08}{5.07} = 41 \text{ varillas}$$

Utilizaremos 44 varillas

### IV.2.5. CORTANTE

$$V = \frac{268700}{187.5 \times 180} = 7.96 \text{ Kg/cm}^2$$

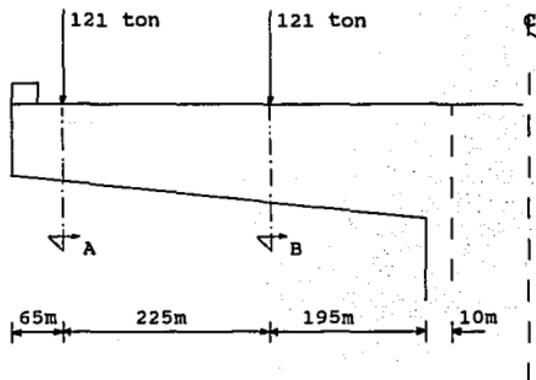
$$v_{\text{perm}} = 0.3 \sqrt{f'c} = 0.3 \sqrt{250} = 4.74 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (sin refuerzo)}$$

$$v_{\text{perm}} = 1.3 \sqrt{f'c} = 1.3 \sqrt{250} = 20.5 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (con refuerzo)}$$

$$4.74 \text{ Kg/cm}^2 < 7.96 \text{ Kg/cm}^2 < 20.5 \text{ Kg/cm}^2$$

Por lo que necesitara acero de refuerzo.

Se tomará una parte del cortante con varillas del refuerzo principal dobladas a  $45^\circ$ , y el resto se toma con estribos de 6 ramas de  $\phi$  5c.



Fuerza hasta el corte B

Concepto	Fuerza (ton)	Brazo (m)	Momento (ton.m)
$W_1$	$(0.15 \times 0.65) / 2 \times 1.8 \times 2.4 = 0.21$	4.02	0.84
$W_2$	$0.8 \times 0.65 \times 1.8 \times 2.4 = 2.25$	4.13	9.30
$W_3$	$0.3^2 \times 1.8 \times 2.4 = 0.39$	4.30	1.68
$\Sigma$	2.85		11.82

Fuerza hasta el corte A

Concepto	Fuerza (ton)	Brazo (m)	Momento (ton.m)
$P_1$	121.00	3.80	459.80
$W_1$	$(2.25 \times 0.65) / 2 \times 1.8 \times 2.4 = 3.16$	2.30	7.27
$W_2$	$2.25 \times 0.95 \times 1.8 \times 2.4 = 9.23$	2.68	24.74
$\Sigma$	133.39		625.20

Fuerza hasta el apoyo

Concepto	Fuerza (ton)	Brazo (m)	Momento (ton.m)
P <sub>2</sub>	121.00	1.55	187.55
W <sub>1</sub>	$(0.40 \times 1.45) / 2 \times 1.8 \times 2.4 = 1.25$	0.58	0.73
W <sub>2</sub>	$1.60 \times 1.45 \times 1.8 \times 2.4 = 10.02$	0.83	8.27
	$2.0 \times 0.1 \times 1.8 \times 2.4 = 0.86$	0.05	0.04
Σ	133.13		196.59

Capacidad de "N" varillas del No. 8, dobladas a 45°

$$v = \frac{A_v f_s \sqrt{2} j d}{S}$$

$$v = \frac{N \times 5.07 \times 2000 \times \sqrt{2} \times 0.906 \times d}{S} = \frac{12906 N d}{S}$$

Utilizando esta fórmula, para cuatro varillas obtenemos la siguiente tabla con diferentes separaciones S.

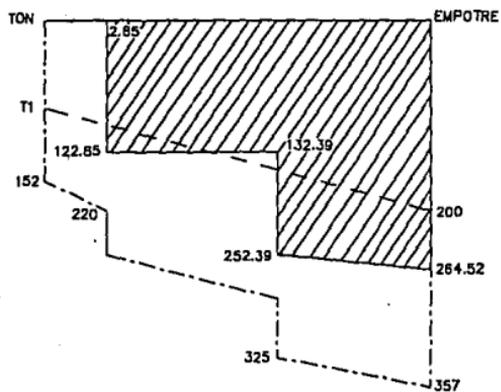
S(cm)	d = 184	d = 144	d = 87
50	190	149	90
60	158	124	75
80	119	93	56
100	95	74	45

Para nuestro caso se consideró la de separación de 60 cm.

Capacidad de estribos del No. 5 en 6 ramas.

$$V_E = \frac{6 \times 1.98 \times 2000 \times 0.906 \times d}{S} = \frac{21384 d}{S}$$

## DIAGRAMA DE CORTANTE



- CORTANTE EXTERIOR  
 - - - CORTANTE RESISTENTE DE ESTRIBOS  
 - · - · CORTANTE RESISTENTE DE ESTRIBOS MAS BARRAS DOBLADAS

S(cm)	d = 72	d = 87	d = 144	d = 184	d = 187.5
15	103	124	205	262	267
20	72	93	154	197	200
25	62	74	123	157	160
30	51	62	103	131	134

#### IV.3. DISEÑO DE LA COLUMNA.

Se utilizaran las siguientes combinaciones, que especifican las normas AASHTO.

Grupo I, III y VII

IV.3.1. GRUPO I =  $C_M + C_V + I + P_C$

$C_M$  = Carga muerta

$C_V$  = Carga viva

$I$  = Impacto

$P_C$  = Presión de la corriente

##### IV.3.1.1. OBTENCIÓN DE LA PRESIÓN DE LA CORRIENTE ( $P_C$ ).

Como el puente se encuentra sobre el río Santiago, se considerará la  $P_C$ , utilizando las normas ASSHTO.

La fórmula para calcular la presión de la corriente que actúa sobre las pilas, esta definido por los siguientes parámetros.

$$P_C = 52.55 K V^2$$

Donde :  $P_C$  = Presión, en  $Kg/m^2$ .

$V$  = Velocidad del agua, en m/s.

$K$  = Una constante que vale 1.375 para pilas con extremos rectangulares, 0.50 para pilas con extremos con parteaguas en donde el ángulo es de  $30^\circ$  o menor y 0.67 para pilas de sección circular.

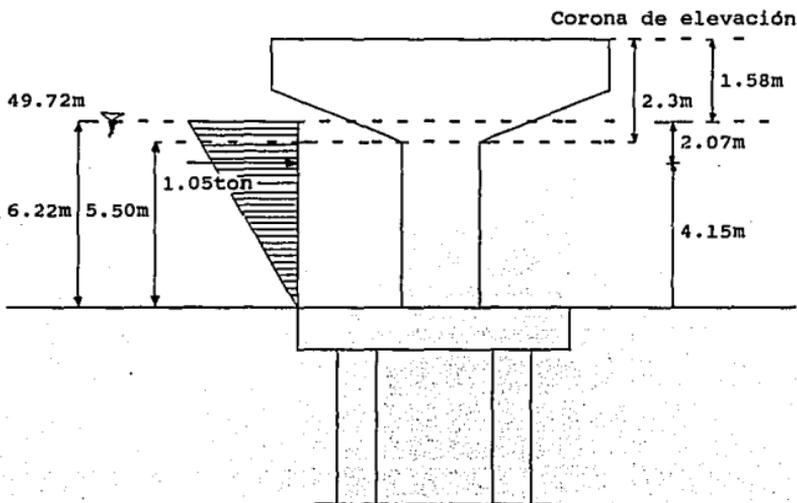
De los datos topohidráulicos, tomamos el valor de la velocidad del tramo único y la distancia que hay del NAME al nivel de desplante

$$v = 1.63 \text{ m/s.}$$

y, como la pila es circular tomamos  $K = 0.67$

Sustituyendo, obtenemos:

$$P_c = 52.55 \times 0.67 \times 1.63^2 = 93.5 \text{ Kg/m}^2$$



Consideramos la siguiente área de contacto.

$$A = b h$$

$$A = 1.80 \times 6.22 = 11.2 \text{ m}^2$$

La carga aplicada sobre la pila será de:

$$P = 93.5 \times 11.2 = 1047 \text{ Kg} \approx 1.05 \text{ ton.}$$

Se considera la carga a 1/3 de la base de la columna.

$$6.22 \times \frac{1}{3} = 2.07 \text{ m}$$

IV.3.2. GRUPO III = GRUPO I +  $F_L$  + F + 30%  $V_E$  +  $V_{CV}$

$F_L$  = Fuerza longitudinal (frenaje)

F = Fricción

$V_E$  = Viento sobre la estructura

$V_{CV}$  = Viento sobre la carga viva

Fricción y frenaje

En la fricción lo afectaremos con un 5% de la carga muerta, en tanto que el frenaje se le afectará igualmente, pero en la carga viva.

IV.3.2.1. CARGAS POR VIENTO.

Las siguientes fuerzas debido a la presión del viento, por metro cuadrado de área expuesta, deberán aplicarse a la subestructura.

Las fuerzas transmitidas a la subestructura por la superestructura y las aplicadas directamente a la

subestructura por cargas de viento, deberán considerarse como sigue:

Las fuerzas transversales y longitudinales deberán aplicarse simultáneamente a la altura del centro de gravedad del área expuesta de la superestructura.

#### IV.3.2.2. CARGA DEL VIENTO SOBRE LA ESTRUCTURA:

Longitudinal = 59 Kg

Transversal = 244 kg

Ambas cargas deberán aplicarse simultáneamente.

Y podrán ser reducidas con un 70%

#### IV.3.2.3. CARGA DEL VIENTO SOBRE CARGA VIVA:

Longitudinal = 60 Kg

Transversal = 149 kg

Ambas cargas deberán aplicarse simultáneamente.

#### IV.3.3. GRUPO VII = $C_M + P_C + T_T$

$C_M$  = Carga muerta

$P_C$  = Presión de la corriente (obtenida en la combinación del grupo III).

$T_T$  = Sismo

#### IV.3.3.1. OBTENCIÓN DEL COEFICIENTE SÍSMICO, USANDO LA NORMAS AASHTO.

Como el puente se localiza en una región donde son frecuentes los fenómenos sísmicos, las estructuras deberán proyectarse para resistir los movimientos sísmicos, tomando en consideración la relación entre el sitio y la zona sísmica de las fallas activas, la respuesta sísmica del suelo en el sitio y las características de la respuesta dinámica de toda la estructura.

Para estructuras simples, el sismo se toma como una carga horizontal equivalente.

$$E = \frac{(C_1 + C_2) \times C_m}{Q}$$

Donde:

$C_1$  = Depende de la zona sísmica en que se ubica el puente, así como el terreno que se apoya.

$C_2$  = Refleja la importancia del puente:

Puentes secundario = 1.0

Puentes troncales = 1.3

$Q$  = Mide la ductilidad de la estructura:

Para estructuras de concreto reforzado = 4

Para estructuras de mampostería = 2

## REGIONALIZACION DE LA REPUBLICA MEXICANA.



## ZONAS

- A: Asísmica.- Noreste y península de Yucatán
- B: Penisísmica.- Baja California, Pacífico Norte, Mesa Central, Veracruz Sur y Tabasco.
- C: Sísmicas.- Sierra Madre del Sur.
- D: Altamente sísmica.- Costa del Pacífico, Sur de Colima y Chiapas.

Se distinguen 3 tipos de terreno:

Firme	I
Intermedio	II
Blando	III

Valores de $C_1$		
Zona	Terreno	$C_1$
A	I	0.08
	II	0.12
	III	0.16
B	I	0.16
	II	0.20
	III	0.24
C	I	0.24
	II	0.30
	III	0.36
D	I	0.48
	II	0.56
	III	0.64

De las tablas anteriores, se obtienen los siguientes datos para el puente:

Se ubica en la zona C

El terreno es blando III

Por lo tanto  $C_1 = 0.36$

Como es un puente secundario,  $C_2 = 1.0$

La ductilidad para estructuras de concreto reforzado vale

$Q = 4$

Sustituyendo se obtiene:

$$E = \frac{1.0 + 0.36}{4} = 0.34$$

#### IV.3.4. ANALISIS DE LOS GRUPOS

##### IV.3.4.1. GRUPO I

CM = 534.65 ton

CV+I = 72.19 ton

Peso del cabezal = 67.35 ton

Peso de la columna =  $0.9^2 \times \pi \times 5.50 \times 2.4 = 33.60$  ton

Peso propio =  $67.35 + 33.60 = 100.95$  ton

PC = 1.05 ton

FUERZA	FV (ton)	FY (ton)	BRAZO (m)	MOMENTO (ton m)
CM	534.65			
CV+I	72.19		0.29	20.94
PP	100.95			
PC		1.05	2.07	2.17
$\Sigma$	707.79			23.11

$$e = \frac{M}{P} = \frac{23.11}{707.79} = 0.03 \text{ m}$$

$P = 0.008$  ;  $n = 9$  ;  $P_n = 0.072$

$r = 0.90 - 0.06 = 0.84 \text{ m}$

$$\frac{e}{r} = \frac{0.03}{0.84} = 0.04$$

Entramos a las gráficas del Sutherland and Reese (ver apéndice B), para saber si los esfuerzos son aceptables con la cuantía propuesta.

Obteniendo los siguientes parámetros:

$$C = 1.1$$

$$f'c = 0.8$$

$$fc = C \left[ \frac{N}{\pi r^2} \right] = 1.1 \left[ \frac{707790}{\pi \times 84^2} \right] = 35.12 \text{ Kg/cm}^2$$

$$fs = n f'c = 9 \times 0.8 = 7.2 \text{ kg/cm}^2$$

Los esfuerzos son aceptables.

#### IV.3.4.2. GRUPO III

$$\text{Fricción} = 0.05 \times 534.65 = 26.73 \text{ ton}$$

$$\text{Frenaje} = 0.05 \times 72.19 = 3.61 \text{ ton}$$

Viento sobre la estructura:

$$\text{Area expuesta} = 3.47 \times 30.8 = 76.07 \text{ m}^2$$

$$\text{Area longitudinal} = (10.3+4.5) \times (1.58/2) = 11.69 \text{ m}^2$$

$$\text{Area transversal} = (1.8 \times 1.58) + (1.8 \times 2.47) = 7.29 \text{ m}^2$$

$$30\% \text{ VEL} = 0.3[(76.07 \times 0.244) + (11.69 \times 0.059)] = 5.78 \text{ ton}$$

$$30\% \text{ VET} = 0.3[(76.07 \times 0.059) + (7.29 \times 0.244)] = 1.88 \text{ ton}$$

Viento sobre la carga viva

$$\text{VCVL} = 30.8 \times 0.149 = 4.59 \text{ ton}$$

$$\text{VCVT} = 30.8 \times 0.006 = 1.85 \text{ ton}$$

FUERZA	FV (ton)	FL (ton)	FT (ton)	BRAZO (m)	MOMENTO (ton m)	MOMENTO (ton m)
GRUPO I	707.79				20.94	2.17
FRICC.		26.73		7.5	200.48	
FREN.			2.61	7.5		19.58
30% VEL		5.78		6.07	35.08	
30% VET			1.88	6.07		11.41
VCVL		4.59		7.5	34.43	
VCVT			1.85	7.5		13.88
$\Sigma$	707.79				290.93	47.04

$$MR = \sqrt{(MX)^2 + (MY)^2} = \sqrt{(290.93)^2 + (47.04)^2} = 294.71 \text{ ton-m}$$

$$e = \frac{294.71}{707.79} = 0.42 \text{ m.}$$

$$\frac{e}{r} = \frac{0.42}{0.84} = 0.5 ; \quad P_n = 0.072$$

Para entrar a las gráficas (ver apéndice C), ahora lo manejamos con su inverso, ya que se nos facilita el encontrar los esfuerzos con ese artificio.

$$\frac{r}{e} = 2.0$$

Encontrando los siguientes valores:

$$C = 5.85$$

$$K = 0.70$$

$$f_c = C \frac{M}{\pi r^3} = 5.85 \times \frac{294710}{\pi \times 84^3} = 0.16 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_s = n f_c \left[ \frac{1}{K} - 1 \right] = 9 \times 0.89 \left[ \frac{1}{0.7} - 1 \right] = 3.43 \text{ Kg/cm}^2$$

Los esfuerzos son aceptables.

#### IV.3.4.3. GRUPO VII

$$CM = 534.65 \text{ ton}$$

$$PC = 1.05 \text{ ton}$$

$$TT = PP \times Cs = 100.95 \times 0.34 = 34.32 \text{ ton}$$

$$CG = \frac{(67.35 \times 6.07) + (33.60 \times 2.75)}{100.95} = 4.96 \text{ m}$$

FUERZA	FV (ton)	FY (ton)	BRAZO (m)	MOMENTO (ton m)
CM	534.65			
PC		1.05	2.07	2.17
TT		34.32	4.96	170.23
$\Sigma$	534.65	35.37		172.40

$$e = \frac{172.40}{534.65} = 0.32 \text{ m}$$

$$\frac{e}{r} = \frac{0.32}{0.84} = 0.38 \text{ m} ; \quad P_n = 0.072$$

Entramos nuevamente a los diagramas (ver apéndice B),  
obteniendo los siguientes valores.

$$C = 7.2$$

$$K = 0.32$$

$$f_c = C \frac{M}{\pi r^3} = 7.2 \times \frac{172400}{\pi \times 84^3} = 0.09 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_s = n f_c \left[ \frac{1}{K} - 1 \right] = 9 \times 0.09 \times \left[ \frac{1}{0.32} - 1 \right] = 1.72 \text{ Kg/cm}^2$$

Los esfuerzos son aceptables.

#### IV.3.4.4. DISEÑO TENTATIVO.

$$A_s = P A = 0.008 \times \pi \times 90^2 = 203.57 \text{ cm}^2$$

Para varillas del No. 8 ;  $a_s = 5.07$ .

$$\text{No.} = \frac{203.57}{5.07} \approx 40 \text{ varillas.}$$

Como se comento al principio del diseño, esta solución es aproximada, y por lo tanto, se analizará con el cálculo de resistencia que a continuación se propone.

#### IV.4. DISEÑO DE LA COLUMNA , POR MEDIO DE DIAGRAMA DE ITERACCION.

##### IV.4.1. CALCULO DE LA RESISTENCIA.

Datos:

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

$$fy = 4000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$As = 40 \text{ barras No.8} = 202.8 \text{ cm}^2 \text{ ( en paquetes de 2)}$$

$$\text{Diamétero 1} = 180 \text{ cm}$$

$$\text{Diamétero 2} = 164 \text{ cm}$$

Obtención del punto Poc (punto 1)

$$\text{Poc} = \phi [0.85 f'c (Ag - Ast) + Ast fy]$$

El coeficiente de reducción para nuestro caso, será  $\phi = 0.75$ , pero se aplicará a la  $P_u$  y  $M_u$ , hasta haber obtenido el diagrama de iteracción, y por lo tanto no se considerará en el ejemplo.

$$\text{Poc} = [0.85 \times 250 \times (\pi \times 90^2 - 202.8) + (202.8 \times 4000)] = 621866.35 \text{ Kg}$$

$$\text{Poc} = 6219 \text{ ton}$$

##### IV.4.1.1. OBTENCION DEL PUNTO (F).

Se supone  $c = 90 \text{ cm}$  ;  $ES_6 = 0$  ;

Por triángulos semejantes

$$ES_1 = (84.57 \times 0.003) / 90 = 0.0028 > \xi_y$$

$$ES_2 = (80.19 \times 0.003) / 90 = 0.0027 > \xi_y$$

$$ES_3 = (67.41 \times 0.003) / 90 = 0.0022 > \xi_y$$

$$ES_4 = (49.02 \times 0.003) / 90 = 0.0016 < \xi_y$$

$$ES_5 = (26.31 \times 0.003) / 90 = 0.0009 < \xi_y$$

$$E_{S7} = (20.88 \times 0.003) / 90 = 0.0007 < \xi_y$$

$$E_{S8} = (43.59 \times 0.003) / 90 = 0.0015 < \xi_y$$

$$E_{S9} = (61.98 \times 0.003) / 90 = 0.0021 > \xi_y$$

$$E_{S10} = (74.76 \times 0.003) / 90 = 0.0025 > \xi_y$$

$$E_{S11} = (84.57 \times 0.003) / 90 = 0.0028 > \xi_y$$

#### IV.4.1.2. ESFUERZOS EN EL ACERO.

$$f_{S1} = 4000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{S2} = 4000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{S3} = 4000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{S4} = 2.1E^{+6} \times 0.0016 = 3360 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{S5} = 2.1E^{+6} \times 0.0009 = 1890 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{S7} = 2.1E^{+6} \times 0.0007 = 1470 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{S8} = 2.1E^{+6} \times 0.0015 = 3150 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{S9} = 4000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{S10} = 4000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{S11} = 4000 \text{ Kg/cm}^2$$

#### IV.4.1.3. OBTENCION DEL AREA DEL CONCRETO.

Como la cuña de esfuerzos es una parte de la circunferencia, se utilizaron las siguientes expresiones:

$$S = 2r \text{ sen } \alpha/2 \dots\dots\dots(1)$$

$$Y = S^3/12A \dots\dots\dots(2)$$

$$A = r^2/2 (\alpha - \text{sen } \alpha) \dots\dots(3)$$

$$\alpha = \pi\alpha/180^\circ$$

La siguiente tabla nos da los valores de las áreas de las cuñas y sus centroides, utilizando la fórmula (2) a excepción de los puntos G al K, donde se obtuvo por medio de centroides estáticos:

PUNTO	$\alpha(^{\circ})$	S(cm)	A(cm <sup>2</sup> )	$\bar{Y}$ (cm)
A	40	61.56	224.14	86.74
B	54	81.72	540.52	84.14
C	83	119.27	1847.11	76.54
D	114	150.96	4358.33	65.78
E	146	172.13	8055.40	52.76
F	180	180.00	12723.50	35.20
G	40	61.56	17391.50	24.44
H	54	81.72	21088.57	13.59
I	83	119.27	23599.79	5.99
J	114	150.96	24906.38	1.83
K	146	172.13	25222.76	0.77

#### IV.4.1.4. FUERZAS DEL ACERO.

$$F_1 = A_{S1} \quad f_{S1} = 10.14 \times 4000 = 40.56 \text{ Ton}$$

$$F_2 = A_{S2} \quad f_{S2} = 20.28 \times 4000 = 81.12 \text{ Ton}$$

$$F_3 = A_{S3} \quad f_{S3} = 20.28 \times 4000 = 81.12 \text{ Ton}$$

$$F_4 = A_{S4} \quad f_{S4} = 20.28 \times 3360 = 68.14 \text{ Ton}$$

$$F_5 = A_{S5} \quad f_{S5} = 20.28 \times 1890 = 38.33 \text{ Ton}$$

$$F_6 = A_{S6} \quad f_{S6} = 0.0$$

$$F_7 = A_{S7} \quad f_{S7} = 20.28 \times 1470 = 29.81 \text{ Ton}$$

$$F_8 = A_{S8} \quad f_{S8} = 20.28 \times 3150 = 63.88 \text{ Ton}$$

$$F_9 = A_{S9} f_{S9} = 20.28 \times 4000 = 81.12 \text{ Ton}$$

$$F_{10} = A_{S10} f_{S10} = 20.28 \times 4000 = 81.12 \text{ Ton}$$

$$F_{11} = A_{S11} f_{S11} = 10.14 \times 4000 = 40.56 \text{ Ton}$$

#### IV.4.1.5. FUERZA EN EL CONCRETO.

$$C_c = 0.85 f'_c A_c (F)$$

$$C_c = 0.85 \times 250 \times 12723.5 = 2704 \text{ ton}$$

#### IV.4.1.6. CALCULO DE P.

$$P = C_c + F_1 + F_2 + F_3 + F_4 + F_5 - (F_7 + F_8 + F_9 + F_{10} + F_{11})$$

$$P = 2717 \text{ ton}$$

#### IV.4.1.7. CALCULO DE M.

	FUERZA (TON)	BRAZO (M)	MOMENTO (ton-m)
C <sub>c</sub>	2704	0.382	1033
F <sub>1</sub>	40.56	0.8457	34
F <sub>2</sub>	81.12	0.8019	65
F <sub>3</sub>	81.12	0.6741	55
F <sub>4</sub>	68.14	0.4902	33
F <sub>5</sub>	38.13	0.2631	10
F <sub>6</sub>	0.0	0.0000	0
F <sub>7</sub>	29.81	0.2088	6
F <sub>8</sub>	63.88	0.4359	28
F <sub>9</sub>	81.12	0.6198	50
F <sub>10</sub>	81.12	0.7456	60
F <sub>11</sub>	40.56	0.8457	34
Σ			1408

De la misma manera, se obtienen los demás puntos, quedandonos la siguientes tablas:

PUNTO	P (ton)	M (ton-m)
A	5865	287
B	5779	336
C	5457	540
D	4808	891
E	3588	1154
F	2717	1408
G	1535	1269
H	584	962
I	-102	652
J	-545	435
K	-723	420

Sin aplicar el factor  
de reducción

PUNTO	P (ton)	M (ton-m)
A	4399	215
B	4334	252
C	4093	405
D	3606	668
E	2691	866
F	2038	1056
G	1151	952
H	438	722
I	-77	489
J	-409	326
K	-542	315

Afectado por el factor  
de reducción  $\phi = 0.75$

Los diagramas se encuentran en el apéndice A.

Con las cargas y momentos de los grupos I, III y VII , entramos al diagrama calculado y vemos que caen dentro de la resistencia de la columna propuesta.

El armado de los estribos se hará por especificación:

En los extremos se usarán E # 3 @ 10 cm.

Al centro se usarán E # 3 @ 20 cm.

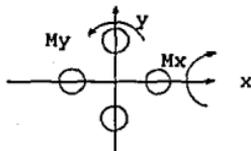
#### IV.5. DISEÑO DE LA ZAPATA

En el cálculo de la columna, el brazo de palanca se consideró al arranque de la misma, ahora tomaremos en cuenta el ancho del espesor de la zapata 1.5 m, más 3.0 m de socavación para fines de cálculo, quedandonos a 4.5 m de brazo, por lo que de las tablas anteriores se modificarán los momentos.

##### IV.5.1. DISEÑO DE LOS PILOTES.

De la fórmula de la escuadría, se hace un artificio para fines de cálculo.

$$N = \frac{P}{A} \pm \frac{Mx}{Iy^2} y \pm \frac{My}{Ix^2} x$$



$$A = \Sigma a$$

$$Ix = \Sigma a y^2$$

$$Iy = \Sigma a x^2$$

Se desprecian los momentos de inercia centroidales de los pilotes.

Como "a" es una constante, nos queda:

$$A = a N_o.$$

$$Ix = a \Sigma y^2$$

$$Iy = a \Sigma x^2$$

Sustituyendo en la ecuación de la escuadría

$$N = \frac{P}{a N_o} \pm \frac{Mx}{a \Sigma y^2} y \pm \frac{My}{a \Sigma x^2} x$$

Y factorizando a "a" nos queda:

$$a N = \frac{P}{No.} \pm \frac{Mx}{\Sigma y^2} \quad y \pm \frac{My}{\Sigma x^2} \quad x$$

a N representa la carga axial que actúa sobre el pilote más cargado; a = 1

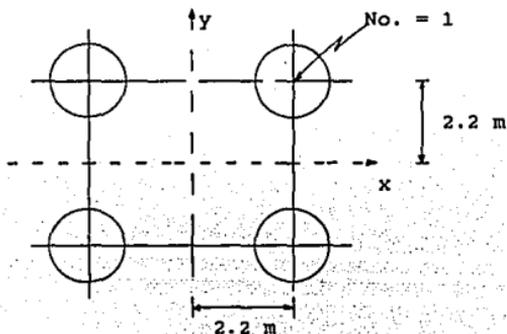
Por lo que nos queda:

$$N = \frac{P}{No.} \pm \frac{Mx}{\Sigma y^2} \quad y \pm \frac{My}{\Sigma x^2} \quad x$$

Y volviendo al fórmula original

$$N = \frac{P}{No.} \pm \frac{Mx}{Iy^2} \quad y \pm \frac{My}{Ix^2} \quad x$$

#### IV.5.1.1. APLICACION DE LA ESCUADRIA.



Obtención de la inercia:

$$x = y = 2.2 \text{ m}$$

$$Ix = Iy = 2 \times [(1 + 1) \times 2.2^2] = 19.36 \text{ m}^2$$

## IV.5.2. ANALISIS DE LOS GRUPOS: I, III y VII.

## IV.5.2.1. GRUPO I

$$CM = 534.65 \text{ ton}$$

$$CV = 52.19 \text{ ton}$$

$$P(\text{cab+col}) = 100.95 \text{ ton}$$

$$P_{\text{zap}} = 5.9^2 \times 1.5 \times 2.4 = 125.32 \text{ ton}$$

$$P_{\text{pil}} = 12.96 \times \pi \times 0.6^2 \times 2.4 = 35.2 \text{ ton/pilote} \times 4 = 140.80 \text{ ton}$$

$$PC = 1.05 \text{ ton}$$

$$P = 953.91 \text{ ton} ; M_x = 15.14 \text{ ton-m} ; M_y = 6.9 \text{ ton-m}$$

$$N = \frac{953.91}{4} + \frac{15.14}{19.36} \times 2.2 + \frac{6.9}{19.36} \times 2.2 = 240.82 \text{ ton}$$

$$N = \frac{953.91}{4} + \frac{15.14}{19.36} \times 2.2 - \frac{6.9}{19.36} \times 2.2 = 239.25 \text{ ton}$$

$$N = \frac{953.91}{4} - \frac{15.14}{19.36} \times 2.2 + \frac{6.9}{19.36} \times 2.2 = 237.38 \text{ ton}$$

$$N = \frac{953.91}{4} - \frac{15.14}{19.36} \times 2.2 - \frac{6.9}{19.36} \times 2.2 = 235.81 \text{ ton}$$

## IV.5.2.2. GRUPO III

$$P = 953.91 \text{ ton} ; M_x = 452.07 \text{ ton-m} ; M_y = 75.56 \text{ ton}$$

$$N = \frac{953.91}{4} + \frac{452.07}{19.36} \times 2.2 + \frac{75.76}{19.36} \times 2.2 = \frac{298.27}{1.25} = 238.62 \text{ ton}$$

$$N = \frac{953.91}{4} + \frac{452.07}{19.36} \times 2.2 - \frac{75.76}{19.36} \times 2.2 = \frac{281.10}{1.25} = 224.88 \text{ ton}$$

$$N = \frac{953.91}{4} - \frac{452.07}{19.36} \times 2.2 + \frac{75.76}{19.36} \times 2.2 = \frac{195.53}{1.25} = 156.42 \text{ ton}$$

$$N = \frac{953.91}{4} - \frac{452.07}{19.36} \times 2.2 - \frac{75.76}{19.36} \times 2.2 = \frac{195.53}{1.25} = 142.69 \text{ ton}$$

#### IV.5.2.3. GRUPO VII

$$CM = 534.65 \text{ ton}$$

$$PC = 1.05 \text{ ton}$$

$$Pcab = 67.35 \text{ ton}$$

$$Pcol = 33.60 \text{ ton}$$

$$Pzap = 125.32 \text{ ton}$$

$$Ppilote = 140.8 \text{ ton}$$

$$CG = \frac{(67.35 \times 10.57) + (33.60 \times 7.25) + (125.32 \times 3.75) + (140.8 \times 1.5)}{367.07}$$

$$CG = 4.5 \text{ m}$$

$$TT = 367.07 \times 0.34 = 124.80 \text{ ton}$$

$$P = 534.65 \text{ ton} ; M_x = 561.60 \text{ ton-m} ; M_y = 6.90 \text{ ton}$$

$$N = \frac{534.65}{4} + \frac{561.60}{19.36} \times 2.2 + \frac{6.90}{19.36} \times 2.2 = \frac{198.26}{1.33} = 149.07 \text{ ton}$$

$$N = \frac{534.65}{4} + \frac{561.60}{19.36} \times 2.2 - \frac{6.90}{19.36} \times 2.2 = \frac{196.70}{1.33} = 147.89 \text{ ton}$$

$$N = \frac{534.65}{4} - \frac{561.60}{19.36} \times 2.2 + \frac{6.90}{19.36} \times 2.2 = \frac{70.63}{1.33} = 53.10 \text{ ton}$$

$$N = \frac{534.65}{4} - \frac{561.60}{19.36} \times 2.2 - \frac{6.90}{19.36} \times 2.2 = \frac{69.06}{1.33} = 51.92 \text{ ton}$$

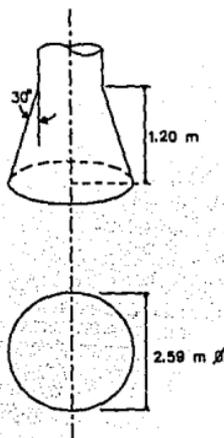
Como se puede observar, la capacidad de los pilotes del grupo I y III y VII no cumplen con la carga que propone el estudio, ya que la de menor capacidad es de 135 ton/pilote

con un diámetro de 1.20m, que para fines de construcción sería el óptimo. Por lo que se propondrá una campana en la punta para aumentar la capacidad del pilote.

Para diseñarla tomaremos el grupo más crítico, que es el I. Dentro del grupo I, el esfuerzo más desfavorable es:

$$N = 240.82 \text{ ton}$$

#### IV.5.2.4. DIMENSIONES DE LA CAMPANA PROPUESTA.



$$\tan 30^\circ = \frac{x}{1.20} \Rightarrow x = 1.20 \times 0.577 = 0.69 \text{ m}$$

$$D = d_{\text{pilote}} + 2x = 1.20 + (2 \times 0.69) = 2.58 \text{ m}$$

$$A = \frac{\pi D^2}{4} = 5.23 \text{ m}^2$$

Carga del pilote más desfavorable = 135 ton

$$\text{Area del pilote} = \pi \times 0.6^2 = 1.13 \text{ m}^2$$

Esfuerzo que resiste el pilote

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{135}{1.13} = 119.47 \text{ ton/m}^2$$

Con el esfuerzo y la nueva área calculamos una nueva carga

$$N = \sigma A = 119.47 \times 5.23 = 624.83 \text{ ton/m}^2 \gg 240.82 \text{ ton/m}^2$$

Por lo tanto, pasa la capacidad de carga en los pilotes considerando de punta.

#### IV.5.2.5. DISEÑO DEL ARMADO PARA EL PILOTE.

Se analizará el grupo I, que rige

$$M = \sqrt{15.14^2 + 6.9^2} = 16.64 \text{ ton-m}$$

$$P = 953.91 \text{ ton}$$

$$e = \frac{M}{P} = \frac{16.64}{953.91} = 0.02 \text{ m}$$

Se propone el armado de pilotes con  $P = 1\%$

$$P = 0.01 ; n = 9 ; Pn = 0.09$$

$$r = 0.60 - 0.08 = 0.52 \text{ m}$$

$$\frac{e}{r} = \frac{0.02}{0.52} = 0.040$$

Entrando a las tablas de Sutherland and Resse

$$f_c = 0.7$$

$$C = 1.15$$

$$f_c = 1.15 \times \frac{953901}{\pi \times 60^2} = 84.31 \text{ Kg/cm}^2 < 112.5 \text{ Kg/cm}^2$$

As = P A

$$As = 0.01 \times \pi \times 60^2 = 113.1 \text{ cm}^2$$

con varillas del No. 8 ; as = 5.07 cm<sup>2</sup>

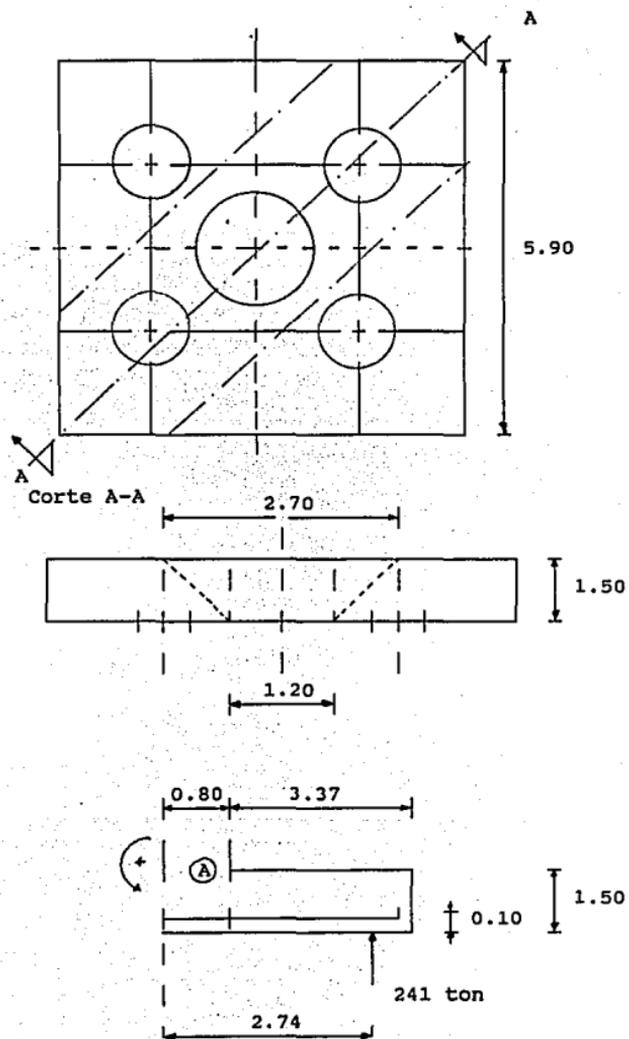
$$\text{No.} = \frac{113.1}{5.07} = 22$$

El armado de los estribos se hará por especificación:

A un metro del empotre, tanto de la pila como de la zapata de cimentación, se usarán E # 4 @ 10 cm

El restante hasta la campana con E # 4 @ 20 cm

## IV.6. DIMENSIONES DE LA ZAPATA.



## IV.6.1. DISEÑO DE LA ZAPATA.

$$P_{\text{propio}} = 1.5 \times 3.37 \times 2.7 \times 2.4 = 32.76 \text{ ton}$$

$$\Sigma M_A = (241 \times 2.74) - (32.76 \times 1.685) = 605.14 \text{ ton-m}$$

$$V = 241 - 33 = 208 \text{ ton}$$

Peralte necesario

$$d = \sqrt{\frac{60514000}{14.42 \times 270}} = 124 \text{ cm} < 140 \text{ cm}$$

Area necesaria

$$A_s = \frac{60514000}{2000 \times 0.906 \times 140} = 238.54 \text{ cm}^2$$

Utilizando varillas del No. 8 ;  $a_s = 5.07 \text{ cm}^2$

$$\text{No.} = \frac{238.54}{5.07} = 47$$

Separación de los estribos

$$S = \frac{270}{47} = 5.74 \approx @ 6 \text{ cm}$$

En el sentido diagonal, en ambos lados, se usarán Vrs. # 8 @ 6 cm.

Revisión por cortante

$$\text{Esfuerzo permisible: } v_p = 1.29 \sqrt{250} = 20.40 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v = \frac{V}{b d} = \frac{208000}{270 \times 140} = 5.50 \text{ Kg/cm}^2 < v_p$$

## Esfuerzos permisibles por adherencia

$$\mu_p = \frac{2.3 \sqrt{250}}{2.54} = 14.32 \text{ Kg/cm}^2 \quad (\text{lecho superior})$$

$$\mu_p = \frac{3.2 \sqrt{250}}{2.54} = 19.92 \text{ Kg/cm}^2 \quad (\text{lecho inferior})$$

## Revisión por adherencia

$$\mu = \frac{V}{\Sigma o j d} = \frac{208000}{199.5 \times 0.906 \times 140} = 8.21 \text{ Kg/cm}^2 < \mu_p$$

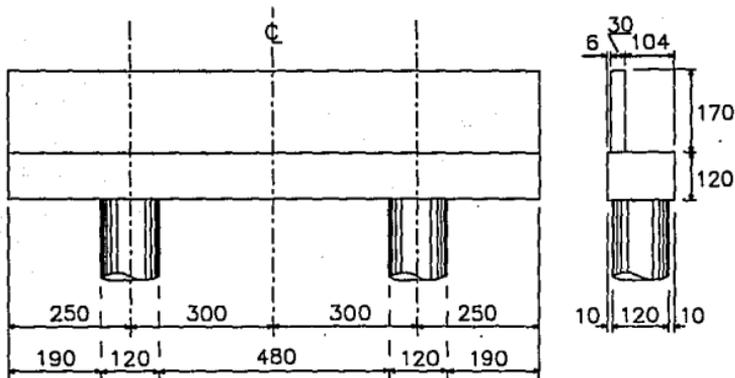
## Acero por temperatura.

Se colocará en todas las zonas donde se requiera acero por temperatura, varillas del No. 8 @ 30 cm

#### IV.7. DISEÑO DEL CABALLETE.

Ese caballete estará formado, por un cabezal con diafragma longitudinal, que se apoyará sobre dos pilotes de 1.20 m de diámetro.

##### IV.7.1. DIMENSIONES PROPUESTAS:



Las cargas que actúan son las siguientes:

$$CM = 534.65 \text{ ton}$$

$$CV = 52.19 \text{ ton}$$

Sólo se considerará la mitad de la trabe

$$534.65/2 + 52.19 = 319.52 \text{ ton}$$

Las concentraciones en cada una de las placas serán:

$$R = 319.52 / 5 = 64 \text{ ton}$$

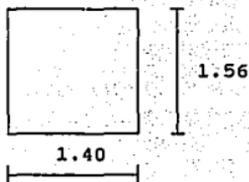
Obtenemos el área , tanto del cabezal como el diafragma:

$$A = (1.70 \times 0.30) + (1.20 \times 1.40) = 2.19 \text{ m}^2$$

Obtenemos una sección promedio:

$$A = b h$$

$$2.19 = 1.40 \times h \Rightarrow h = 2.19 / 1.40 = 1.56 \text{ cm}$$



Propiedades geométricas

$$A = 140 \times 156 = 21840 \text{ cm}^2$$

$$I = \frac{140 \times 156^3}{12} = 442291520 \text{ cm}^4$$

Obtención de la reacción de cada trabe

$$CM = 534.65 \text{ ton}$$

$$CV = 52.19 \text{ ton}$$

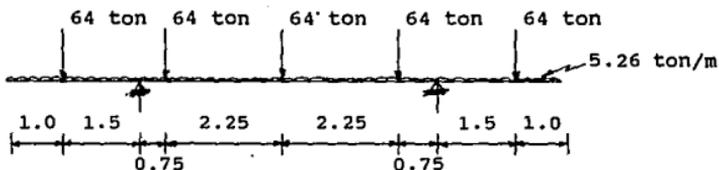
$$P = \frac{534.65}{2} + 52.19 = 319.52 \text{ ton}$$

$$P = \frac{319.52}{5} = 64 \text{ ton}$$

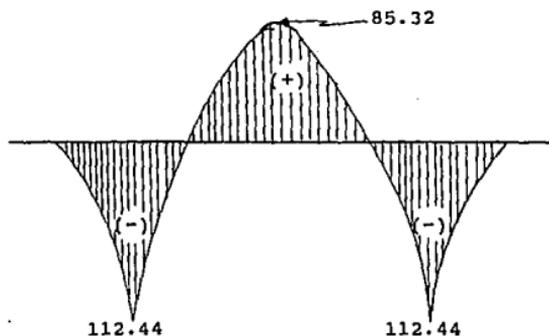
$$\text{Peso propio} = 2.19 \times 11 \times 2.4 = 57.82 \text{ ton}$$

$$W = \frac{57.82}{11} = 5.26 \text{ ton/m}^2$$

Quedándonos la viga de la siguiente manera:



Se analiza el cabezal como una viga, ya que los pilotes al estar confinados impiden desplazamientos laterales, y los desplazamientos son despreciables, quedándonos el diagrama de momentos de la siguiente manera:



#### IV.7.2. DISEÑO DEL CABEZAL.

Para el diseño tomamos el momento mayor = 112.44 ton-m

Peralte

$$d = \sqrt{\frac{11244000}{14.42 \times 140}} = 75 < 170 \text{ cm}$$

Area de acero

$$A_{s(-)} = \frac{11244000}{2000 \times 0.906 \times 170} = 36.50 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{0.7 \sqrt{250}}{4000} \times 140 \times 170 = 65.85 \text{ cm}^2 \quad \text{Rigel}$$

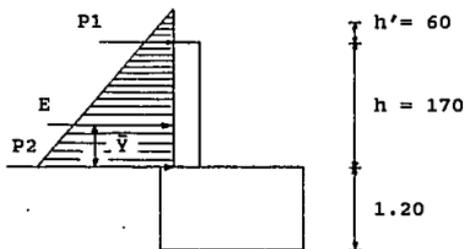
Variillas del No.8 ;  $a_s = 5.07 \text{ cm}^2$

$$\text{No.} = \frac{65.85}{5.07} = 14 \quad \text{en dos lechos}$$

Separación de estribos

$$S = \frac{170}{14} = 12 \text{ cm}$$

#### IV.7.3. DISEÑO DEL DIAFRAGMA.



$$P_1 = 0.458 \times 0.60 = 0.27 \text{ ton/m}$$

$$P_2 = 0.458 \times 1.06 = 1.05 \text{ ton/m}$$

$$E = \frac{0.27 + 1.05}{2} \times 1.70 = 1.12 \text{ ton}$$

$$\bar{Y} = \frac{1.70}{3} \times \frac{1.05 + 0.54}{1.32} = 0.68 \text{ m}$$

$$M = E \bar{Y} = 1.12 \times 0.68 = 0.76 \text{ ton-m/m}$$

Peralte

$$d = \sqrt{\frac{76000}{14.42 \times 100}} = 7.2 < 24 \text{ cm Bien!}$$

area de acero

$$A_s = \frac{76000}{2000 \times 0.906 \times 24} = 1.74 \text{ cm}^2$$

Varillas No. 4 ;  $a_s = 1.27 \text{ cm}^2$

$$\text{No.} = \frac{1.74}{1.27} = 2$$

Separación de estribos

$$S = \frac{24}{2} = 12 \text{ cm}$$

#### IV.7.4. DISEÑO DEL PILOTE.

Proponemos el 1% de acero mínimo

$$A_s = 0.01 \times \pi 60^2 = 113.09 \text{ cm}^2$$

Varillas del No.8 ;  $a_s = 5.07 \text{ cm}^2$

$$\text{No.} = \frac{113.09}{5.07} = 22$$

Si lo diseñamos con los valores obtenidos

$$P = 118.93 \text{ ton}$$

$$M = 112.44 \text{ ton-m}$$

$$e = \frac{112.44}{118.93} = 0.94 \text{ m}$$

$$r = 0.60 - 0.08 = 0.52 \text{ m}$$

$$\frac{r}{e} = \frac{0.52}{0.94} = 0.55$$

$$\text{Con } P = 0.01 ; P_n = 0.01 \times 9 = 0.09$$

Entramos a las tablas Sutherland and Resse

$$C = 6.3$$

$$K = 0.33$$

$$f_c = C \frac{M}{\pi r^3} = 6.3 \times \frac{11244000}{\pi \times 60^3} = 104.4 \text{ Kg/cm}^2 < 112.5 \text{ Kg/cm}^2$$

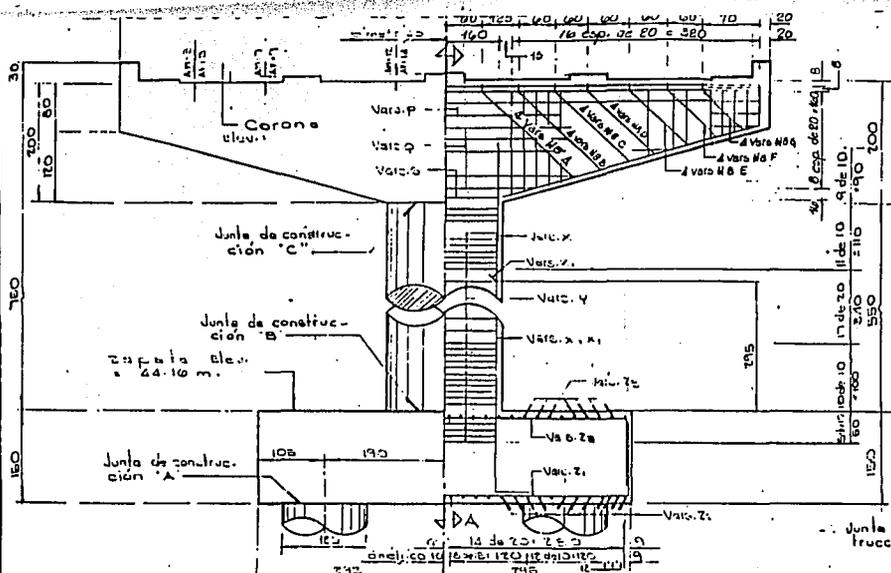
El acero propuesto cumple.

El armado de los estribos se hará por especificación:

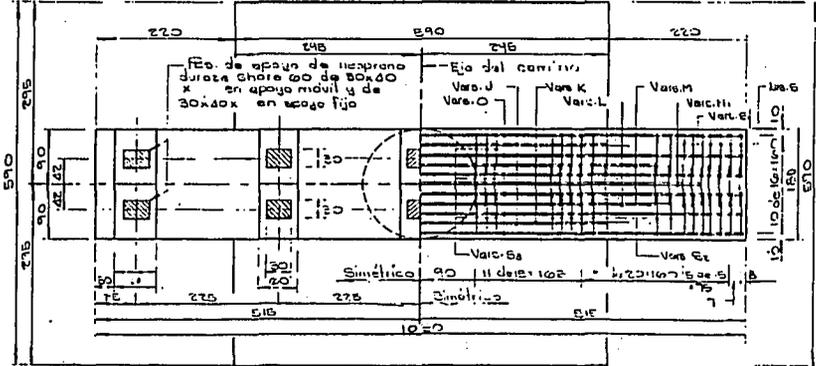
A un metro del empotre, tanto de la pila como de la zapata de cimentación, se usarán E # 4 @ 10 cm

El restante hasta la campana con E # 4 @ 20 cm

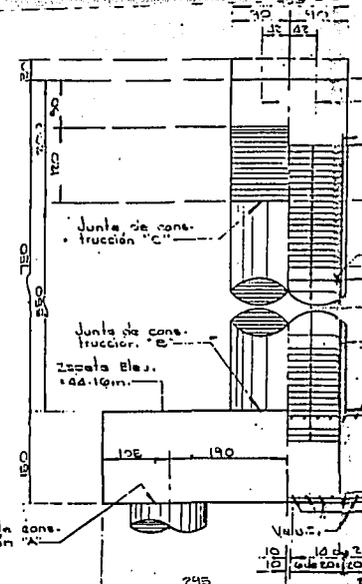
Nota.- A los pilotes, se les pondrá la campana en la punta, como se cálculo en la pila.



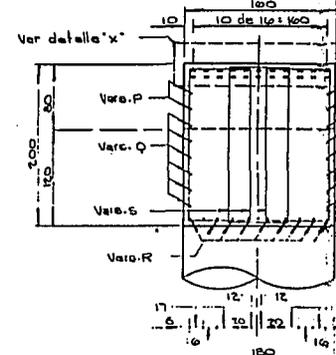
DIMENSIONES REFUERZO ELEVACION



DIMENSIONES REFUERZO PLANTA



DIMENSIONES REFUERZO CORTE A-A



REFUERZO DEL CAP





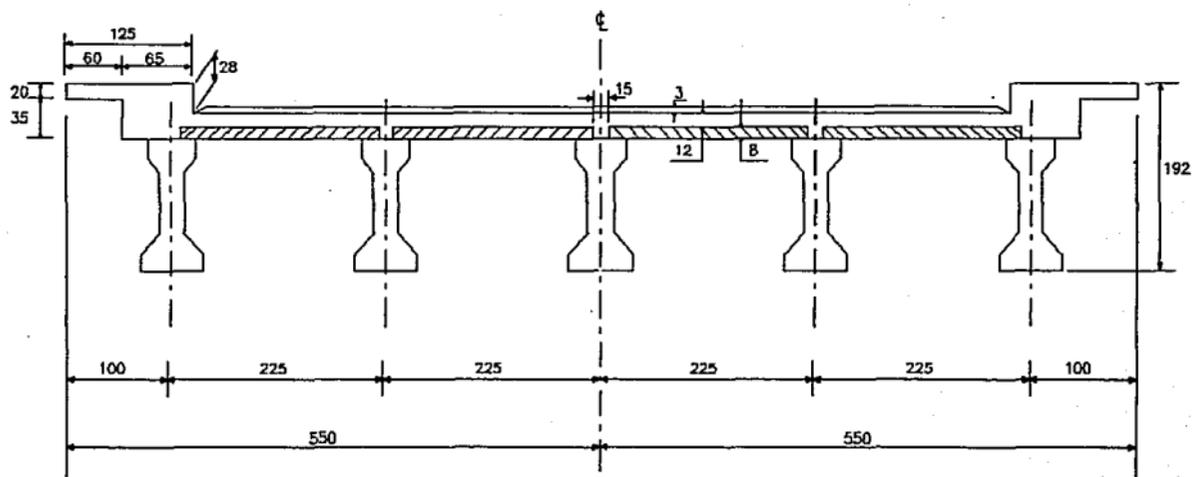


## CAPITULO V SUPERESTRUCTURA.

Formada por siete tramos de losa y losetas de concreto reforzado, sobre traveses presforzadas de 30.0 m. de claro con un ancho total de 11.0 m.; un ancho de calzada de 8.5 m. y banquetas de 1.25 m. para una carga móvil de proyecto HS-20, en dos bandas de tránsito.

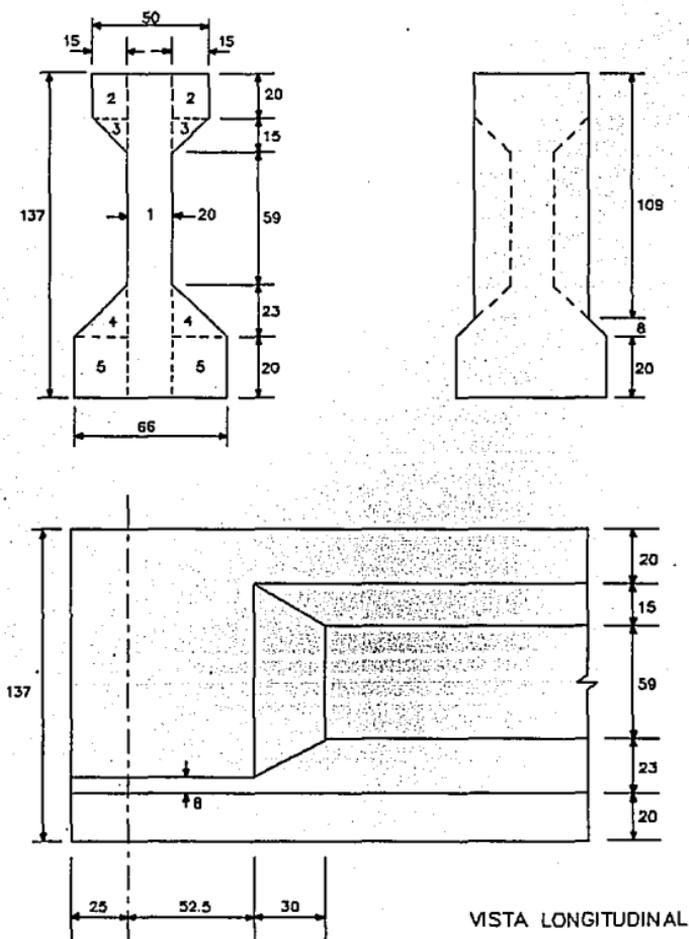
## V.1. DATOS DEL PROYECTO:

V.1.1. Claro entre apoyos.	30.00 m.
V.1.2. Longitud total.	30.80 m.
V.1.3. Ancho de la calzada.	8.50 m.
V.1.4. Ancho de banqueta.	1.25 m.
V.1.5. Ancho total.	11.00 m.
V.1.6. Pendiente transversal	- 2%.
V.1.7. Número de traveses presforzadas por tramo.	5.
V.1.8. Número de diafragmas por tramo.	3.
V.1.9 Carga móvil.	HS-20
V.1.10 Acero de presfuerzo, calidad.	270 Kips
V.1.11 Acero de refuerzo ordinario.	4000 Kg/cm <sup>2</sup>
V.1.12 Resistencia del concreto en traveses	
al aplicar el presfuerzo	280 Kg/cm <sup>2</sup>
a los 28 días	400 Kg/cm <sup>2</sup>
V.1.13 Resistencia del concreto en losas,	
tableros y diafragmas a los 28 días	250 Kg/cm <sup>2</sup>
V.1.14 Número de carriles	2
V.1.15 Carpeta asfáltica	0.03 m.



## V.2 ANALISIS DE TRABES PRESFORZADAS

## V.2.1 DIMENSIONES PROPUESTAS



V.3. PROPIEDADES GEOMETRICAS Y RESISTENTES DE LA SECCION EN  
EL CENTRO DEL CLARO.

V.3.1 VIGA SOLA CON AGUJEROS.

Fig	Area cm <sup>2</sup>	Y cm	AY' cm <sup>3</sup>	Yo cm	AYo <sup>2</sup> cm <sup>4</sup>	Io cm <sup>4</sup>
1	20 x 137 = 2740	68.50	187690	5.11	71547	4285588
2	30 x 20 = 600	10.00	6000	63.61	2427739	20000
3	15 x 15 = 225	25.00	5265	48.61	531659	2812
4	23 x 23 = 529	109.33	57835	35.72	674960	15547
5	46 x 20 = 920	127.00	116840	53.40	2623435	30667
Σ	Ac = 5014		373990		6329342	4354614
	-4 φ 63 -124	125.00	-15500	52.40	-340474	-309
	At = 4890		358490		5988868	4354305

$$I = 5988868 + 43543054 = 10343173 \text{ cm}^4$$

$$S = \frac{I}{Y}$$

$$Y_s = Y_1 = 358490 + 4890 = 73.31 \text{ cm.}$$

$$S_s = \frac{10343173}{73.31} = 141088 \text{ cm}^3$$

$$Y_{inf} = Y_2 = 137 - 73.31 = 63.69 \text{ cm.}$$

$$S_i = \frac{10343173}{63.69} = 162399 \text{ cm}^3$$

### V.3.2. VIGA SOLA DESPUES DE INYECTADOS LOS DUCTOS.

$$Y_s - Y_1 = \frac{373990}{5014} = 74.59 \text{ cm.}$$

$$Y_1 = Y_2 = 137 - 74.59 = 62.41 \text{ cm.}$$

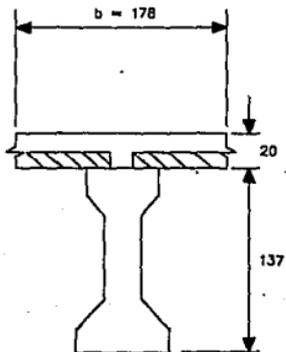
$$I = 6329342 + 4354614 = 10683956 \text{ cm}^4$$

$$S_s = \frac{10683956}{74.59} = 143236 \text{ cm}^3$$

$$S_i = \frac{10683956}{62.41} = 171190 \text{ cm}^3$$

### V.3.3. SECCION COMPUESTA - Vigas interiores y losa trabajando en conjunto

Vigas interiores (por dar mayores esfuerzos de carga)



Ancho del patín segun AASHTO.

$$12t + b1 = ( 12 \times 20 ) + 66 = 306 \text{ cm.}$$

$$C @ C = 225 \text{ cm. ( Rige )}$$

$$L / 4 = 3080 / 4 = 770 \text{ cm.}$$

Para poder hacer el análisis de la trabe se homogeiniza la sección, por el método de areas equivalentes, debido a la diferencia de calidad de concreto entre la losa y vigas.

viga  $f'c = 400 \text{ Kg / cm}^2$

$$EC1 = W^{1.5} \times 4270 \times \sqrt{f'c} = 2.4^{1.5} \times 4270 \times \sqrt{400} = 371523 \text{ Kg / cm}^2$$

Losa reforzada  $f'c = 250 \text{ Kg / cm}^2$

$$EC2 = 15876 \times \sqrt{f'c} = 15876 \times \sqrt{250} = 251022 \text{ Kg / cm}^2$$

$$EC2 / EC1 = 251022 / 371523 = 0.7905$$

Aplicamos el factor obtenido por la longitud de la sección.

$$225 \times 0.7905 = 178 \text{ cm.}$$

Fig	A	Ys	AYs	Y	AY <sup>2</sup>	Io
1	178x20=3560	-10	35600	51.3	9 368816	118667
2	4890	73.2	357948	31.9	4976113	10343173
$\Sigma$	8450		393548		14344929	10461840

$$I = 14344929 + 10461840 = 24806769 \text{ cm}^4$$

$$Ys = \frac{393548}{8450} = 46.57 \text{ cm}$$

$$Yi = 137 - 46.57 = 90.43 \text{ cm}$$

$$Y's = 20 + 46.57 = 66.57 \text{ cm.}$$

$$S_s = \frac{24806769}{46.57} = 532667 \text{ cm}^3$$

$$S_i = \frac{24806769}{90.43} = 274320 \text{ cm}^3$$

$$S's = \frac{24806769}{66.57} = 372642 \text{ cm}^3$$

#### V.3.4. ANALISIS DE CARGA ( en vigas interiores ).

Peso propio de la viga.

$$W_{pp} = 0.5014 \times 2.4 = 1.20 \text{ ton / m}$$

Peso de la losa

$$2.25 \times 0.20 \times 2.4 = 1.08 \text{ ton / m.}$$

Peso del diafragma.

$$1.75 \times 0.20 = 0.350 \text{ m}^2$$

$$( 2.05 + 1.75 ) \times 0.5 \times 0.15 = 0.350 \text{ m}^2$$

$$2.05 \times 0.59 = 1.221 \text{ m}^2$$

$$( 2.05 + 1.59 ) \times 0.5 \times 0.23 = 0.419 \text{ m}^2$$

$$\underline{2.640 \text{ m}^2}$$

$2.264 \times 0.2 \times 2.4 = 1.087 \text{ ton c/u traves interiores.}$

Cargas adicionales.

$$\text{Banqueta} \quad ( 0.2 \times 0.6 \times 2.4 ) / 3 = 0.096 \text{ ton / m}$$

$$\text{Parapeto} \quad 0.36 / 3 = 0.120 \text{ ton / m}$$

$$\text{Lámina} \quad 0.012 / 3 = 0.004 \text{ ton / m}$$

$$\text{Carpeta asfáltica} \quad 2.25 \times 0.1 \times 2.2 = 0.495 \text{ ton / m}$$

$$\underline{0.715 \text{ ton / m}}$$

### V.3.4.1. CARGAS VIVAS

V.3.4.1.1 IMPACTO.- Se considera en superestructuras, para los efectos de carga viva:

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

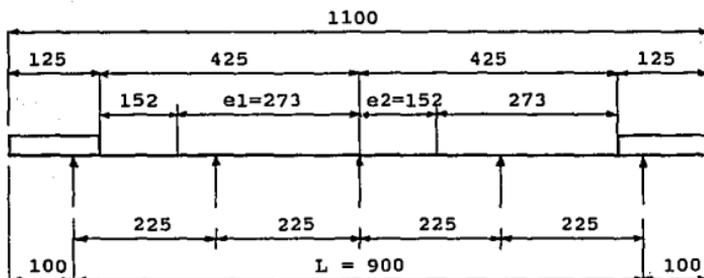
donde: I = Impacto en por ciento ( máximo 30 % )

L = Longitud, en metros de la parte del claro.

Sustituyendo nos queda:

$$I = \frac{15.24}{30.8 + 38.1} = 0.221$$

### V.3.4.1.2. FACTOR DE CONCENTRACION.



De la expresión de Engesser - Courbón se tiene:

$$R_i = \frac{P}{n} \left[ 1 \pm 6 \frac{2i - (n+1)}{n+1} \frac{e}{L} \right]$$

**ESTA TESIS NO DEBE  
SALIR DE LA BIBLIOTECA**

Para  $e = 2.73$  m

$$R1 = \frac{1}{5} \left[ 1 - 6 \times \frac{(2 \times 1) - (5+1)}{5+1} \times \frac{273}{900} \right] = 0.4427$$

$$R2 = \frac{1}{5} \left[ 1 - 6 \times \frac{(2 \times 2) - (5+1)}{5+1} \times \frac{273}{900} \right] = 0.3213$$

$$R3 = \frac{1}{5} \left[ 1 - 6 \times \frac{(2 \times 3) - (5+1)}{5+1} \times \frac{273}{900} \right] = 0.2000$$

$$R4 = \frac{1}{5} \left[ 1 - 6 \times \frac{(2 \times 4) - (5+1)}{5+1} \times \frac{273}{900} \right] = 0.0787$$

$$R5 = \frac{1}{5} \left[ 1 - 6 \times \frac{(2 \times 5) - (5+1)}{5+1} \times \frac{273}{900} \right] = -0.0427$$


---

1.0000

Para  $e = 1.52$  m

$$R1 = \frac{1}{5} \left[ 1 + 6 \times \frac{(2 \times 1) - (5+1)}{5+1} \times \frac{152}{900} \right] = 0.0649$$

$$R2 = \frac{1}{5} \left[ 1 + 6 \times \frac{(2 \times 2) - (5+1)}{5+1} \times \frac{152}{900} \right] = 0.1324$$

$$R3 = \frac{1}{5} \left[ 1 + 6 \times \frac{(2 \times 3) - (5+1)}{5+1} \times \frac{152}{900} \right] = 0.2000$$

$$R4 = \frac{1}{5} \left[ 1 + 6 \times \frac{(2 \times 4) - (5+1)}{5+1} \times \frac{152}{900} \right] = 0.2676$$

$$R5 = \frac{1}{5} \left[ 1 + 6 \times \frac{(2 \times 5) - (5+1)}{5+1} \times \frac{152}{900} \right] = 0.3351$$


---

1.0000

Para obtener el momento y cortante de la carga viva, utilizamos las tablas AASHTO, para una carga HS-20, con una longitud de viga de 30.0 m, y se obtiene los siguientes valores.

$$M_{cv} = 206.790 \text{ ton m}$$

$$V_{cv} = 29.563 \text{ ton}$$

A los valores antes obtenidos se les afecta por impacto y factor de concentración, quedandonos:

$$M_{cv} = 206.79 \times 1.221 \times (0.4427 + 0.0649) = 128.06 \text{ ton m}$$

$$V_{cv} = 29.563 \times 1.221 \times (0.4427 + 0.0649) = 18.31 \text{ ton}$$

### V.3.5. ANALISIS DE ELEMENTOS MECANICOS.

Momento por peso propio

$$M = \frac{w l^2}{8} = \frac{1.20 \times 30^2}{8} = 135 \text{ ton m}$$

Momento por losa y diafragma.

$$M = \frac{w l^2}{8} + \frac{p l}{4} = \frac{1.08 \times 30^2}{8} + \frac{1.087 \times 30}{4} = 129.65 \text{ ton-m}$$

Momento por carga adicional.

$$M = \frac{w l^2}{10} = \frac{0.715 \times 30^2}{10} = 64.35 \text{ ton m}$$

Momento por carga viva.

$$M = 128.06 \text{ ton m}$$

### V.3.6. ESFUERZOS DEBIDOS A CARGAS.

Peso propio (descontando los ductos).

$$f_s = \frac{135}{0.141088} = 956.85 \text{ ton / m}^2$$

$$f_i = \frac{135}{0.162399} = -831.29 \text{ ton / m}^2$$

Losa y diafragma (despues de inyectados los ductos)

$$f_s = \frac{129.65}{0.143236} = 905.15 \text{ ton / m}^2$$

$$f_i = \frac{129.65}{0.171190} = -757.35 \text{ ton / m}^2$$

Cargas adicionales.

$$f_s = \frac{64.35}{0.532667} = 120.81 \text{ ton / m}^2$$

$$f_i = \frac{64.35}{0.27432} = -234.58 \text{ ton / m}^2$$

$$f's = \frac{64.35}{0.372642} = 172.69 \text{ ton / m}^2$$

Por carga viva.

$$f_s = \frac{128.06}{0.532667} = 240.41 \text{ ton / m}^2$$

$$f_i = \frac{128.06}{0.27432} = -466.83 \text{ ton / m}^2$$

$$f's = \frac{128.06}{0.372642} = 343.65 \text{ ton / m}^2$$

## V.3.6.1. RESUMEN DE ESFUERZOS.

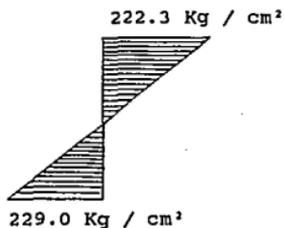
Concepto	$f_s$ (ton / m <sup>2</sup> )	$f_i$ (ton / m <sup>2</sup> )	$f's$ (ton / m <sup>2</sup> )
Peso propio	956.85	-831.29	
Losa y difragma	905.15	-757.35	
Carga adicional	120.81	-234.58	172.69
Carga viva	240.41	-466.83	343.65
$\Sigma$	2223.22	-2290.05	354.75

Utilizamos las sumas de los esfuerzos de la tabla anterior,  $\Sigma f_s$  y  $\Sigma f_i$  respectivamente.

$$\Sigma f_s = 222.3 \text{ Kg / cm}^2$$

$$\Sigma f_i = -229.0 \text{ Kg / cm}^2$$

Quedándonos el diagrama de esfuerzos de la siguiente manera.



#### V.4. PRESFUERZO.

Fórmula para la tensión necesaria, para resistir los esfuerzos producidos por las cargas.

$$T = \frac{1}{\frac{1}{Ac} + \frac{e}{Si}} \Sigma fi$$

Los valores de las literales, ya se habían calculado con anterioridad, dándonos los siguientes valores:

$$Ac = 5014 \text{ cm}^2.$$

$$e = 56.69 \text{ cm}$$

$$Si = 162399 \text{ cm}^3$$

$$\Sigma fi = 229.0 \text{ Kg / cm}^2.$$

Sustituyendo los valores nos queda :

$$T = \frac{1}{\frac{1}{5014} + \frac{56.69}{162399}} \times 229.0 = 417487 \text{ Kg.}$$

Considerando pérdidas del 25%.

$$Ti = \frac{417487}{0.8} = 521859 \text{ Kg}$$

Esfuerzo temporal del presfuerzo, al momento de la transferencia.

$$fpi = 0.7$$

$$LR = 13300 \text{ Kg / cm}^2$$

Area necesaria del presfuerzo.

$$A_p = \frac{521859}{13300} = 39.24 \text{ cm}^2$$

Número de torones de  $\frac{1}{2}$  "  $\phi$

$$\text{Núm} = \frac{39.24}{0.99} = 39.63 \approx 40$$

Para nuestro caso consideramos:

$$4 \times 12 \phi \frac{1}{2} = 48 \text{ torones.}$$

Se aplicará dos presfuerzos a la trabe, el primero en taller y el segundo en la obra.

Utilizaremos primeramente, 3 cables tensados en taller (en estado inicial).

$$T = 3 \times 12 \times 0.99 \times 0.53 \times 19000 = 358.89 \text{ ton}$$

$$e = 0.5639 \text{ m.}$$

$$M = 358.89 \times 0.5639 = 202.38 \text{ ton m.}$$

$$f_p = \frac{358.89}{0.489} \pm \frac{202.38}{S}$$

$$f_s = 733.93 - \frac{202.38}{0.141088} = -700.50 \text{ ton/m}^2$$

$$f_i = 733.93 + \frac{202.38}{0.162399} = 1980.12 \text{ ton/m}^2$$

Ahora, utilizando un sólo cable

$$T = 1 \times 12 \times 0.99 \times 0.53 \times 19000 = 119.63 \text{ ton}$$

$$e = 0.5639 \text{ m}$$

$$M = 119.63 \times 0.5639 = 67.46 \text{ ton m}$$

$$f_p = \frac{119.63}{0.8450} \pm \frac{67.46}{s}$$

$$f_s = 141.57 - \frac{67.46}{0.532667} = 14.93 \text{ ton/m}^2$$

$$f_i = 141.57 + \frac{67.46}{0.27432} = 387.49 \text{ ton/m}^2$$

$$f's = 141.57 - \frac{67.46}{0.372642} = -39.46 \text{ ton/m}^2$$

#### V.4.1. REVISION DE ESFUERZOS AL CENTRO DEL CLARO

	fs (ton/m <sup>2</sup> )		fi(ton/m <sup>2</sup> )		f's(ton/m <sup>2</sup> )	
Peso propio	956.85		-831.29			
Presfuerzo	-700.50	256.35	1980.12	1148.83		
losa y diafragma	905.15	1161.50	-757.35	391.48		
Presfuerzo	14.93	1176.43	387.49	778.97	-39.49	
Cargas adicionales	120.41	1296.84	-234.58	544.39	172.69	133.20
carga viva Impacto	240.41	1537.25	-466.83	77.56	343.65	476.85

Revisión de esfuerzos en condición inicial

Por presfuerzo

$$f_{ps} = \frac{-750.50}{0.8} = -938.13 \text{ ton/m}^2$$

$$f_{pi} = \frac{1980.12}{0.8} = 2475.15 \text{ ton/m}^2$$

$$f_{si} = -938.13 + 956.85 = 18.72 \text{ ton/m}^2$$

$$f_{ii} = 2475.15 - 831.29 = 1643.86 \text{ ton/m}^2$$

Esfuerzos permisible a compresión:

$$0.55 \times f'c = 0.55 \times 400 = 220 \text{ Kg/cm}^2$$

Esfuerzos permisible a tensión:

$$0.8 \times \sqrt{f'c} = 0.8 \times \sqrt{400} = 16 \text{ Kg/cm}^2$$

$$16 \text{ Kg/cm}^2 > 1.9 \text{ Kg/cm}^2$$

$$220 \text{ Kg/cm}^2 > 164.4 \text{ Kg/cm}^2$$

Los esfuerzos son aceptables

#### V.5. CAPACIDAD DE FLEXION ULTIMA.

Espesor efectivo del patin:  $t = 1.4 \text{ dp} \frac{f_{su}}{f'c}$

$$p = \frac{A_s}{bd} ; \sqrt{\frac{250}{400}} = 0.7905$$

$$A_s = 12 \times 0.99 \times 4 = 47.52 \text{ cm}^2$$

$$d = 157 - 7 = 150 \text{ cm}$$

$$225 \times 0.7905 = 177.86 ; b = (225 + 177.86) \times 0.5 = 201.43 \text{ cm.}$$

$$p = \frac{47.52}{201.43 \times 150} = 1.572 \times 10^{-3}$$

$$f_{su} = f_s' \left[ 1 - \frac{0.5 p f_s'}{f'c} \right]$$

$$f_{su} = 19000 \times \left[ 1 - \frac{0.5 \times 1.572 \times 10^{-3} \times 19000}{400} \right]$$

$$f_{su} = 18290.30 \text{ Kg / cm}^2$$

Sustituyendo en la fórmula del espesor del patín.

$$t = 1.4 \times 150 \times 1.572 \times 10^{-3} \times \frac{18290.30}{400}$$

$$t = 15.09 \text{ cm} < 20 \text{ cm.}$$

Cálculo del momento resistente.

$$MRu = A_s f_{su} d \left[ 1 - \frac{0.6 p f_{su}}{f'c} \right]$$

Sustituyendo, tenemos:

$$MRu = 47.52 \times 18290.30 \times 150 \times \left[ 1 - \frac{0.6 \times 1.572 \times 10^{-3} \times 18290.30}{400} \right]$$

$$MRu = 1247.50 \text{ ton m.}$$

Los momentos aplicados son:

$$M_{cm} = 135 + 129.65 + 64.35 = 329 \text{ ton m}$$

$$M_{cv+I} = 128.06 \text{ ton m.}$$

$$M_u = \frac{1.3}{\phi} \left[ M_{cm} + \frac{5}{3} M_{cv+I} \right]$$

$$M_u = \frac{1.3}{0.95} \left[ 329 + \frac{5}{3} \times 128.06 \right] = 742.28 \text{ ton m}$$

$$MRu = 1247.50 \text{ ton m} > M_u = 742.28 \text{ ton m.} \quad \text{Bien!}$$

Revisión de capacidad de la sección, cortante máximo.

Peso propio.

$$v = \frac{w l}{2} = \frac{1.2 \times 30}{2} = 18.0 \text{ ton.}$$

Losa y diafragma.

$$v = \frac{1.08 \times 30}{2} = 16.2 \text{ ton}$$

Carga adicional.

$$v = \frac{0.715 \times 30}{2} = 10.73 \text{ ton.}$$

Carga móvil.

$$V = 29.563 \times 1.221 \times 0.51 = 18.323 \text{ ton}$$

Cortantes aplicables.

$$V_{cm} = 44.93 \text{ ton.}$$

$$V_{cv+I} = 18.32 \text{ ton.}$$

V.5.3.1. Cortante último:

$$V_u = \frac{1.3}{\phi} \left[ C_m + \frac{5}{3} C_{v+I} \right]$$

Sustituyendo obtenemos:

$$V_u = \frac{1.3}{0.9} \left[ 44.93 + \frac{5}{3} \times 18.32 \right] = 108.98 \text{ ton}$$

Cortante que toma el concreto.

$$V_c = 12.6 b'jd = 12.6 \times 20 \times 0.9 \times 130 = 29484 \text{ Kg.}$$

ó

$$V_c = 0.06 f'c b'jd = 0.06 \times 400 \times 20 \times 0.9 \times 130 = 56160 \text{ Kg.}$$

$$\text{Rige } V_c = 29.48 \text{ ton.}$$

$$\dots V_u - V_c = 108.98 - 29.48 = 79.5 \text{ ton}$$

Area de acero por cortante.

$$A_v = \frac{V_u - V_c}{2fyjd} = \frac{79500}{2 \times 4000 \times 0.906 \times 150} = 0.07312$$

ó

$$Av = \frac{7b'}{fy} = \frac{7 \times 20}{4000} = 0.035$$

$$\text{Ríge } Av = 0.07312$$

Usando E 2R del # 3

$$\text{sep} = \frac{2 \times 0.71}{0.07312} = 19.4 \text{ cm}$$

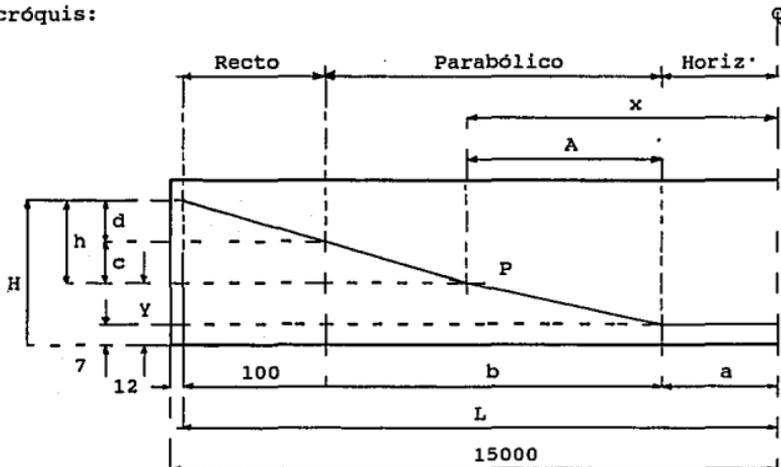
Se colocarán @ 20 a todo lo largo de la trabe.

### V.6. TRAYECTORIAS Y COORDENADAS DE LOS CABLES.

Las trayectorias de todos los cables tendrán un tramo horizontal en el centro del claro, proseguirán con un tramo parabólico y para salir en los anclajes, con un tramo recto de 1.0 m de longitud.

Las coordenadas y los cables para su trazo, están referidos por un sistema de ejes cartesianos, cuyo origen está en el centro del claro, conociendo el eje de la bscisas con el paño inferior de la trabe.

En general, las trayectorias serán como se indica en el cróquis:



Teniendo la relación de la parábola y el triángulo.

$$2c/b = d/100$$

$$200c/b = h - c \text{ multiplicando por } b/c$$

$$h = d + c$$

$$200 = bh/c - b$$

$$d = h - c \dots \dots \dots (1)$$

$$200 + b = bh/c \dots \dots (3)$$

$$H = h + 7$$

$$\theta = \text{arc tan}(d/100) \dots (4)$$

$$h = H - 7 \dots \dots \dots (2)$$

$$P = A/b P1 \dots \dots (5)$$

$$y = A/2 P + 7 \dots \dots (6)$$

$$\theta = \text{arc tan } P \dots \dots (7)$$

$$R = \theta \pi / 180^\circ$$

$$y = A / 2 P + 14 \dots (6')$$

Los cables 2 y 3 son iguales, y se cruzan entre sí, el cable 1 sale a 12.75 m del centro del claro, no así el cable 4 que sale en el apoyo como el 2 y el 3 respectivamente

se suponen los siguientes valores de a, b y H, obteniendo los siguientes resultados utilizando las anteriores fórmulas.

Cable	a	b	H	h	c	d	$\theta$	P1
(1) 1 izq = 1 der	250	1025	137	123	102.9	20.1	11°54'	0.201
(2) 2 izq = 3 der	350	1068	105	98	82.5	15.5	8°31'	0.155
(3) 3 izq = 2 der	450	968	70	63	52.2	10.8	6°09'	0.108
(4) 1 izq = 1 der	550	868	35	28	22.8	5.2	2°58'	0.052

#### V.6.1. COORDENADAS DE LOS CABLES.

Se calcularán las coordenadas a 000, 200, 450, 600, 750, 800, 1000, 1200, 1288, 1375, 1418 y 1488. A partir del centro del claro, se emplearán las ecuaciones 6, 6' y 7, de los puntos de los tramos parabólicos.

Coordenada del cable No. 1  $b = 1025$  ;  $P_1 = 0.201$

X	A	A/b	p	$\theta$	Y	rad
000	000	0.0000	0.0000	0°00'	14.00	0.0000
250	000	0.0000	0.0000	0°00'	14.00	0.0000
350	100	0.0976	0.0196	1°10'	14.98	0.0181
450	200	0.1951	0.0392	2°21'	17.92	0.0363
600	350	0.3415	0.0686	4°06'	26.00	0.0685
750	500	0.4878	0.0980	5°51'	38.50	0.0977
800	550	0.5366	0.1078	6°27'	43.65	0.1074
1000	750	0.7317	0.1470	8°45'	69.13	0.1460
1200	950	0.9268	0.1863	11°03'	102.49	0.1842
1275	1025	1.0000	0.2010	11°54'	117.01	0.1984
1375			0.2010	11°54'	137.00	0.1984

Coordenada del cable No. 2  $b = 1068$  ;  $P_1 = 0.155$

X	A	A/b	p	$\theta$	Y	rad
000	000	0.0000	0.0000	0°00'	7.00	0.0000
350	000	0.0000	0.0000	0°00'	7.00	0.0000
450	100	0.0936	0.0145	0°49'	7.73	0.0145
600	250	0.2341	0.0363	2°04'	11.54	0.0363
750	400	0.3745	0.0581	3°19'	18.62	0.0580
800	450	0.4213	0.0653	3°44'	21.69	0.0652
1000	650	0.60.86	0.0943	5°23'	37.65	0.0940
1200	850	0.7959	0.1243	7°02'	59.45	0.1228
1375	1025	0.9597	0.1488	8°27'	83.26	0.1477
1418	1068	1.0000	0.1550	8°48'	89.77	0.1538
1488			0.1550	8°48'	105.00	0.1538

Coordenada del cable No. 3  $b = 968$  ;  $P1 = 0.108$

X	A	A/b	p	$\theta$	Y	rad
000	000	0.0000	0.0000	0°00'	7.00	0.0000
450	000	0.0000	0.0000	0°00'	7.00	0.0000
500	50	0.0517	0.0056	0°19'	7.14	0.0056
600	150	0.1550	0.0167	0°57'	8.25	0.0167
750	300	0.3099	0.0335	1°55'	12.03	0.0335
800	350	0.3616	0.0390	2°14'	13.83	0.0390
1000	550	0.5682	0.0614	3°30'	23.89	0.0613
1200	750	0.7748	0.0837	4°46'	38.39	0.0871
1375	925	0.9556	0.1032	5°53'	54.73	0.1028
1418	968	1.0000	0.1080	6°09'	59.27	0.1076
1488			0.1080	6°09'	70.00	0.1076

Coordenada del cable No. 4  $b = 868$  ;  $P1 = 0.052$

X	A	A/b	p	$\theta$	Y	rad
000	000	0.0000	0.0000	0°00'	7.00	0.0000
550	000	0.0000	0.0000	0°00'	7.00	0.0000
600	50	0.0576	0.0030	0°10'	7.08	0.0030
750	200	0.2304	0.0120	0°41'	8.20	0.0120
800	250	0.2880	0.0150	0°51'	8.88	0.0150
1000	450	0.5184	0.0270	1°32'	13.08	0.0270
1200	650	0.7488	0.0389	2°13'	19.64	0.0389
1375	825	0.9505	0.0494	2°49'	27.38	0.0494
1418	868	1.0000	0.0520	2°58'	29.57	0.0520
1488			0.0520	2°58'	35.00	0.0520

## RESUMEN DE COORDENADAS

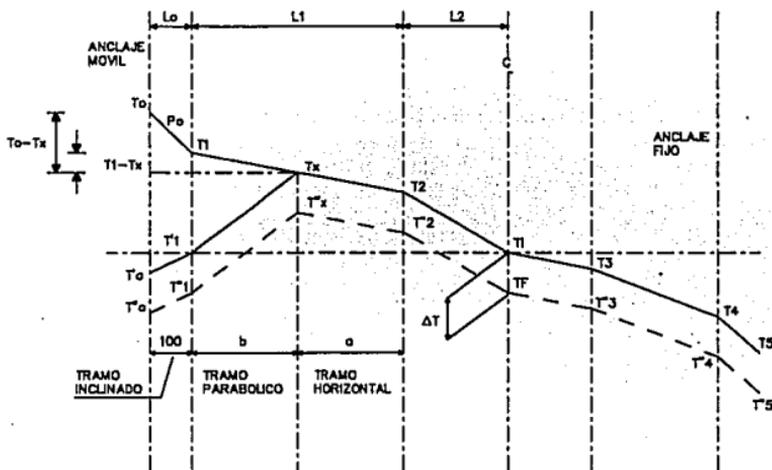
CABLE	1488	1418	1375	1200	1000	800	750	600	450	200	000	200	450	600	750	800	1000	1200	1375	1418	1488	CABLE
①			137.00	117.01	102.49	43.65	38.50	26.00	17.92	14.00	14.00	14.00	17.92	26.00	38.50	43.65	102.49	117.01	137.00			①
②	105.00	89.77	83.26	59.45	37.65	21.69	18.62	11.54	7.73	7.00	7.00	7.00	7.00	8.25	12.03	13.83	23.89	38.39	54.73	59.27	70.00	②
③	70.00	59.27	54.73	38.39	23.89	13.83	12.03	8.25	7.00	7.00	7.00	7.00	7.73	11.54	18.62	21.69	37.65	59.45	83.26	89.77	105.00	③
④	35.00	29.57	27.38	19.64	13.08	8.88	8.20	7.08	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00	7.08	8.20	8.88	13.08	19.64	27.38	29.57	35.00	④

### V.6.2. ANALISIS POR FLEXION.

Se analizarán las secciones correspondientes a las salidas de los cables, al cuarto del claro y a la salida del cable núm.1.

Diagrama de tensión de los cables.

En general los diagramas de esfuerzos de los cables adoptarán la siguiente forma:



Para el cálculo de los esfuerzos indicados, pueden calcularse mediante la fórmula de rozamiento de Coulomb (Cálculo de las pérdidas de tensión por rozamiento de tendones de vainas).

$$T_0 = T_x e^{(kL + \mu a)}$$

Siendo que  $(KL + \mu\alpha)$  no sea mayor que 0.3, se puede aplicar la fórmula simplificada siguiente:

$$T_x = [1 + (KL + \mu\alpha)]$$

Para el cable No. 2, donde los coeficientes  $K$ ,  $\mu$  tienen los siguientes valores :  $K = 0.002 / m$  y  $\mu = 0.25 / rad$ .

$$(KL + \mu\alpha) = [(0.002 \times 14.88) + (0.25 \times 0.1550)] = 0.069 < 0.3$$

Por lo tanto, se puede aplicar la ecuación anterior.

En general se tendrá:

$$T_2 = T (1 + Ka) ; \theta = 0^\circ ; \text{ por no tener cambio de dirección.}$$

$$T_1 = T_2 [1 + (Kb + \mu\theta)]$$

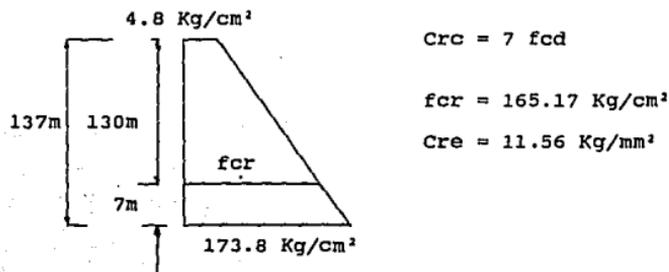
$$T_0 = T_1 [1 + (\mu(\theta_2 - \theta_1) + K 1000)]; \quad \text{pero } \theta_2 - \theta_1 = 0$$

V.6.2.1. PERDIDAS DE TENSIONES EN LOS CABLES, DEBIDO A LAS DEFORMACIONES DEL CONCRETO Y DEL ACERO. PARA ELEMENTOS POSTENSADOS.

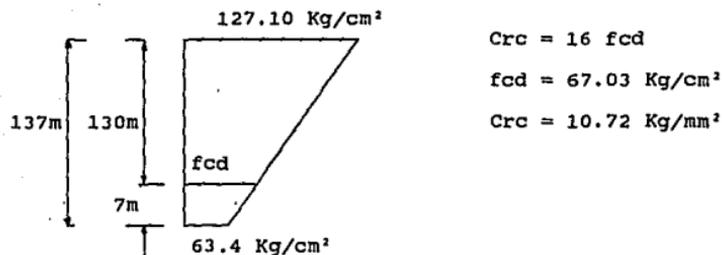
a) Por contracción del fraguado.

$$C_c = 400 \text{ Kg/cm}^2 = 4 \text{ Kg/mm}^2$$

b) Deformación elástica del concreto.



c) Por escurrimiento plástico del concreto



d) Por relajación del acero de presfuerzo

$$C_{rsp} = 1400 - 0.125[0.8 C_c + 0.5 C_{re} + C_{rc}]$$

$$C_{rsp} = 1400 - 0.125[(0.8 \times 4) + (0.5 \times 11.56) + 10.72] = 13.97 \text{ Kg/mm}^2$$

Pérdidas totales

$$f = 3.2 + 5.78 + 10.72 + 13.97 = 33.67 \text{ Kg/mm}^2$$

### V.6.3. ESFUERZOS PERMANENTES EN EL CENTRO DEL CLARO.

$$(0.53 \times 190) + 33.67 = 134.37 \text{ Kg/mm}^2$$

Porcentaje de pérdidas.

$$\frac{100.7}{134.37} = 0.75$$

Revisión de los esfuerzos temporales.

$$f_{si} = 956.85 - \frac{700.50}{0.75} = 22.85 \text{ ton/m}^2 > 0$$

$$f_{ii} = -831.29 + \frac{1980.12}{0.75} = 1808.87 \text{ ton/m}^2 < 2200$$

Se aceptan los esfuerzos.

Cable No. 1 (simétrico)

$$T_0 = 134.37[1 + (0.002 \times 13.75) + (0.25 \times 0.1984)] = 144.72 \text{ Kg/mm}^2$$

$$T_1 = 134.37[1 + (0.002 \times 12.75) + (0.25 \times 0.1984)] = 144.45 \text{ Kg/mm}^2$$

$$T_2 = 134.37 [1 + (0.002 \times 2.50)] = 135.03 \text{ Kg/mm}^2$$

$$T_i = 134.37 \text{ Kg/mm}^2$$

$$T_3 = 134.37 [1 - (0.002 \times 2.50)] = 133.69 \text{ Kg/mm}^2$$

$$T_4 = 134.37[1 - (0.002 \times 12.75) - (0.25 \times 0.1984)] = 124.27 \text{ Kg/mm}^2$$

$$T_5 = 134.37[1 - (0.002 \times 13.75) - (0.25 \times 0.1984)] = 124.00 \text{ Kg/mm}^2$$

Suponiendo un corrimiento en el anclaje de 4mm (Stronghold), la pérdida vale  $A = 4 \times 19700 = 78800 \text{ Kg}$

Cálculo de  $L_x$ .

$$L_x = \sqrt{\frac{A - L_0 \times [T_0 - T_1 - (P_1 \times L_0)]}{P_1}}$$

$$P_1 = \frac{T_1 - T_2}{b \text{ en mm}}$$

Sustituyendo, tenemos:

$$P_1 = \frac{144.72 - 135.03}{10250} = 9.4537E^{-4}$$

$$L_x = \sqrt{\frac{78800 - 1000 \times [144.72 - 144.95 - (9.4537E^{-4} \times 1000)]}{9.4537E^{-4}}}$$

$$L_x = 9168.88 \text{ mm}$$

Cálculo de  $T_x$

$$T_x = T_1 - P_1(L_x - L_0)$$

$$T_x = (144.45 - 9.4537E^{-4}) \times (9168.88 - 1000) = 136.73 \text{ Kg/mm}^2$$

$$T_0' = 144.72 - (2 \times 7.99) = 128.74 \text{ Kg/mm}^2$$

$$T_1' = 144.48 - (2 \times 7.72) = 129.01 \text{ Kg/mm}^2$$

$$T_0'' = 128.74 - 33.67 = 95.07 \text{ Kg/mm}^2$$

$$T_1'' = 129.01 - 33.67 = 95.34 \text{ Kg/mm}^2$$

$$T_x'' = 136.73 - 33.67 = 103.06 \text{ Kg/mm}^2$$

$$T_2'' = 135.03 - 33.67 = 101.36 \text{ Kg/mm}^2$$

$$T_F = 134.37 - 33.67 = 100.70 \text{ Kg/mm}^2$$

$$T_3'' = 133.69 - 33.67 = 100.02 \text{ Kg/mm}^2$$

$$T_4'' = 124.27 - 33.67 = 90.60 \text{ Kg/mm}^2$$

$$T_5'' = 124.00 - 33.67 = 90.33 \text{ Kg/mm}^2$$

Cable No. 2 y Cable No. 31

$$T_0 = 134.37[1 + (0.002 \times 14.88) + (0.25 \times 0.1538)] = 143.52 \text{ Kg/mm}^2$$

$$T_1 = 134.37[1 + (0.002 \times 13.88) + (0.25 \times 0.1538)] = 143.26 \text{ Kg/mm}^2$$

$$T_2 = 134.37 [1 + (0.002 \times 3.50)] = 135.30 \text{ Kg/mm}^2$$

$$T_1 = = 134.37 \text{ Kg/mm}^2$$

$$T_3 = 134.37 [1 - (0.002 \times 4.50)] = 133.42 \text{ Kg/mm}^2$$

$$T_4 = 134.37[1 - (0.002 \times 13.88) - (0.25 \times 0.1076)] = 127.02 \text{ Kg/mm}^2$$

$$T_5 = 134.37[1 - (0.002 \times 14.88) - (0.25 \times 0.1076)] = 126.75 \text{ Kg/mm}^2$$

Cálculo de  $L_x$ .

$$F_1 = \frac{143.26 - 135.30}{10680} = 7.4532E^{-4}$$

$$L_x = \sqrt{\frac{78800 - 1000 \times [143.52 - 143.26 - (7.4532E^{-4} \times 1000)]}{7.4532E^{-4}}}$$

$$L_x = 10313.96 \text{ mm}$$

Cálculo de  $T_x$

$$T_x = (143.52 - 7.4532E^{-4}) \times (10313.96 - 1000) = 136.58 \text{ Kg/mm}^2$$

$$T_{0'} = 143.52 - (2 \times 6.94) = 129.64 \text{ Kg/mm}^2$$

$$T_{1'} = 143.26 - (2 \times 6.68) = 129.90 \text{ Kg/mm}^2$$

$$T_{0''} = 129.64 - 33.67 = 95.97 \text{ Kg/mm}^2$$

$$T_{1''} = 129.90 - 33.67 = 96.23 \text{ Kg/mm}^2$$

$$T_{x''} = 136.58 - 33.67 = 102.91 \text{ Kg/mm}^2$$

$$T_{2''} = 135.30 - 33.67 = 101.63 \text{ Kg/mm}^2$$

$$T_F = 134.37 - 33.67 = 100.70 \text{ Kg/mm}^2$$

$$T_{3''} = 133.42 - 33.67 = 99.75 \text{ Kg/mm}^2$$

$$T_{4''} = 127.02 - 33.67 = 93.35 \text{ Kg/mm}^2$$

$$T_{5''} = 126.75 - 33.67 = 93.08 \text{ Kg/mm}^2$$

Cable No. 4 (simétrico)

$$T_0 = 134.37[1 + (0.002 \times 14.88) + (0.25 \times 0.0520)] = 140.11 \text{ Kg/mm}^2$$

$$T_1 = 134.37[1 + (0.002 \times 13.88) + (0.25 \times 0.0520)] = 139.83 \text{ Kg/mm}^2$$

$$T_2 = 134.37 [1 + (0.002 \times 5.50)] = 135.84 \text{ Kg/mm}^2$$

$$T_i = 134.37 \text{ Kg/mm}^2$$

$$T_3 = 134.37 [1 - (0.002 \times 5.50)] = 132.88 \text{ Kg/mm}^2$$

$$T_4 = 134.37[1 - (0.002 \times 13.88) - (0.25 \times 0.0520)] = 128.88 \text{ Kg/mm}^2$$

$$T_5 = 134.37[1 - (0.002 \times 14.88) - (0.25 \times 0.0520)] = 128.61 \text{ Kg/mm}^2$$

Cálculo de  $L_x$ .

$$P_1 = \frac{139.83 - 135.84}{8680} = 4.5968E^{-4}$$

$$L_x = \sqrt{\frac{78800 - 1000 \times [140.11 - 139.83 - (4.5968E^{-4} \times 1000)]}{4.5968E^{-4}}}$$

$$L_x = 13107.84 \text{ mm}$$

Cálculo de  $T_x$

$$T_x = (139.83 - 4.5968E^{-4}) \times (13107.84 - 1000) = 134.26 \text{ Kg/mm}^2$$

$$T_{0'} = 140.11 - (2 \times 5.85) = 128.41 \text{ Kg/mm}^2$$

$$T_{1'} = 139.83 - (2 \times 5.57) = 128.69 \text{ Kg/mm}^2$$

$$T_{0''} = 128.41 - 33.67 = 94.74 \text{ Kg/mm}^2$$

$$T_{1''} = 128.69 - 33.67 = 95.02 \text{ Kg/mm}^2$$

$$T_{x''} = 134.26 - 33.67 = 100.59 \text{ Kg/mm}^2$$

$$T_{2''} = 135.84 - 33.67 = 102.17 \text{ Kg/mm}^2$$

$$T_F = 134.37 - 33.67 = 100.70 \text{ Kg/mm}^2$$

$$T_{3''} = 132.88 - 33.67 = 99.21 \text{ Kg/mm}^2$$

$$T_{4''} = 128.88 - 33.67 = 95.21 \text{ Kg/mm}^2$$

$$T_{5''} = 128.61 - 33.67 = 94.94 \text{ Kg/mm}^2$$

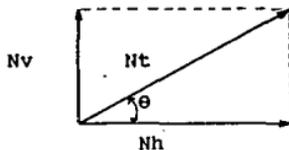
#### V.6.4. FORMULAS PARA EL CALCULO DE FUERZAS:

$$N_{ti} = T_0 \text{ As}$$

$$N_{tp} = T_0'' \text{ As}$$

$$N_i = N_{ti} \cos \theta$$

$$N_p = N_{tp} \cos \theta$$



Brazo de los cables con respecto al centro de gravedad (de la sección compuesta)

$$e = Y_i - H$$

$$M_i = N_i e$$

$$M_p = N_p e$$

V.6.6. REVISION DE ESFUERZOS POR FLEXION EN EL APOYO.

Cable	T0	T0"	As	Nti	Ntp	θ	Ni	Np	e	Mi	Mp
2	143.52	95.97	1184	169.93	113.63	8°48'	167.93	112.29	-0.4161	-69.88	-46.72
3	126.75	93.08	1184	150.07	110.21	6°09'	149.21	109.58	-0.0661	- 9.86	- 7.24
4	140.11	94.74	1184	165.89	112.17	2°58'	165.67	112.02	0.2839	47.03	31.80
Σ							482.81	333.89		-32.71	-22.16

$$e2 = 0.6339 - 1.05 = -0.4161 \text{ m.}$$

$$e3 = 0.6339 - 0.70 = -0.0661 \text{ m.}$$

$$e4 = 0.6339 - 0.35 = 0.2839 \text{ m.}$$

En esta sección, sólo actúan los esfuerzos por presfuerzo.

Esfuerzos permanentes :  $N_p = 33.89 \text{ ton}$  ;  $M_p = -22.16 \text{ ton-m}$ .

$$f_s = \frac{333.89}{0.5014} + \frac{22.16}{0.141088} = 822.98 \text{ ton/m}^2$$

$$f_i = \frac{333.89}{0.5014} - \frac{22.16}{0.162399} = 529.46 \text{ ton/m}^2$$

Esfuerzos iniciales:  $N_i = 482.81 \text{ ton}$  ;  $M_i = -32.71 \text{ ton-m}$ .

$$f_s = \frac{482.81}{0.5014} + \frac{32.71}{0.141088} = 1194.76 \text{ ton/m}^2$$

$$f_i = \frac{482.81}{0.5014} - \frac{32.71}{0.162399} = 761.51 \text{ ton/m}^2$$

$$119.48 \text{ Kg/cm}^2 > 0$$

$$76.10 \text{ Kg/cm}^2 < 0.55 \times 400 = 220 \text{ Kg/cm}^2$$

Estos esfuerzos son los que tienen en la sección de apoyo, ya que las debidas a las cargas valen cero.

### V.6.6. REVISIÓN DE ESFUERZOS POR FLEXIÓN, AL CUARTO DEL CLARO.

Considerando variación parabólica de los momentos:

$$f_{\frac{1}{4}} = f_{\text{C}} \left[ 1 - \frac{7.5}{15} \right]^2 = 0.75 f_{\text{C}}$$

Para el cable No. 1.

$$T_2 = 135.03 \text{ Kg/mm}^2 \quad ; \quad b = 5.0\text{m} \quad ; \quad \theta = 5^\circ 35' = 0.0905 \text{ rad.}$$

$$T_{\frac{1}{4}} = 135.03 [1 + (0.25 \times 0.0905) + (0.002 \times 5)] = 136.69 \text{ Kg/mm}^2$$

$$T'_{\frac{1}{4}} = 2 (136.73) - 136.69 = 136.77$$

$$T''_{\frac{1}{4}} = 136.77 - 33.67 = 103.10 \text{ Kg/mm}^2$$

Para el cable No. 2.

$$T_2 = 135.30 \text{ Kg/mm}^2 \quad ; \quad b = 4.0\text{m} \quad ; \quad \theta = 3^\circ 19' = 0.0580 \text{ rad.}$$

$$T_{\frac{1}{4}} = 135.30 [1 + (0.25 \times 0.0580) + (0.002 \times 4)] = 136.58 \text{ Kg/mm}^2$$

$$T'_{\frac{1}{4}} = 2 (136.58) - 136.58 = 136.587$$

$$T''_{\frac{1}{4}} = 136.58 - 33.67 = 102.91 \text{ Kg/mm}^2$$

Para el cable No. 3.

$$T_3 = 133.42 \text{ Kg/mm}^2 \quad ; \quad b = 3.0\text{m} \quad ; \quad \theta = 1^\circ 55' = 0.0355 \text{ rad.}$$

$$T_{\frac{1}{4}} = 133.42 [1 + (0.25 \times 0.0355) + (0.002 \times 3)] = 134.34 \text{ Kg/mm}^2$$

$$T''_{\frac{1}{4}} = 134.34 - 33.67 = 100.67 \text{ Kg/mm}^2$$

Para el cable No. 4.

$$T_3 = 132.88 \text{ Kg/mm}^2 \quad ; \quad b = 2.0\text{m} \quad ; \quad \theta = 0^\circ 41' = 0.0120 \text{ rad.}$$

$$T_{\frac{1}{4}} = 132.88 [1 + (0.25 \times 0.0120) + (0.002 \times 2)] = 133.37 \text{ Kg/mm}^2$$

$$T''_{\frac{1}{4}} = 133.37 - 33.67 = 99.70 \text{ Kg/mm}^2$$

REVISION DE ESFUERZOS POR FLEXION, AL CUARTO DEL CLARO = 7.5 m.

Cable	T0	T0"	As	Nti	Ntp	θ	Ni	Np	e	Mi	Mp
1	136.69	103.10	1184	161.84	122.07	5°35'	161.07	121.49	0.2671	43.02	32.45
2	136.58	102.91	1184	161.71	121.85	3°19'	161.44	121.65	0.4477	72.28	54.46
3	134.34	100.67	1184	159.06	119.19	1°55'	158.97	119.12	0.5136	81.65	61.18
4	133.37	99.70	1184	157.91	118.04	0°41'	157.90	118.03	0.5519	87.15	65.14
Σ							639.38	480.29		284.10	213.23

$$e'1 = 0.6339 - 0.1862 = 0.4477 \text{ m}$$

$$e'2 = 0.6339 - 0.1203 = 0.5136 \text{ m.}$$

$$e'3 = 0.6339 - 0.0820 = 0.5519 \text{ m.}$$

$$e'4 = 0.6339 - 0.3668 = 0.2671 \text{ m.}$$

Esfuerzos iniciales:  $N_i = 639.38 \text{ ton}$  ;  $M_i = 284.10 \text{ ton-m}$ .

$$f_s = \frac{639.38}{0.5014} - \frac{284.10}{0.141088} = -738.45 \text{ ton/m}^2$$

$$f_i = \frac{639.38}{0.5014} + \frac{284.10}{0.162399} = 3024.58 \text{ ton/m}^2$$

Esfuerzos permanentes:  $N_p = 480.29 \text{ ton}$  ;  $M_p = 213.23 \text{ ton-m}$ .

$$f_s = \frac{480.29}{0.5014} - \frac{213.23}{0.141088} = -553.43 \text{ ton/m}^2$$

$$f_i = \frac{480.29}{0.5014} + \frac{213.23}{0.162399} = 2270.90 \text{ ton/m}^2$$

#### V.6.6.1. ESFUERZOS TOTALES PERMANENTES.

	$f_s(\text{ton/m}^2)$		$f_i(\text{ton/m}^2)$	
Peso propio	717.65		-623.47	
Presfuerzo	-553.43	164.22	2270.90	1647.43
Losa y diafragma	678.86	843.08	-568.01	1079.42
Cargas adicionales	90.31	933.39	-175.94	903.48
Carga viva + I	180.31	1113.70	-350.12	553.36

$$f_{si} = 717.65 - 738.45 = -20.88 \text{ ton/m}^2 > 0$$

$$f_{ii} = -623.47 + 3024.58 = 2401.1 \text{ ton/m}^2 \approx 2200 \text{ ton/m}^2$$

Los esfuerzos son aceptables.

V.6.7. REVISION DE ESFUERZOS POR FLEXION, A LA SALIDA DEL  
CABLE No.1.

Considerando variación parabólica de los momentos:

$$f_{13.75} = f_{\varphi} \left[ 1 - \frac{13.75^2}{15} \right] = 0.16 f_{\varphi}$$

Para el cable No. 2.

$$T_2 = 135.30 \text{ Kg/mm}^2 ; b = 10.25\text{m} ; \theta = 8^\circ 27' = 0.1477 \text{ rad}$$

$$T_{\frac{1}{4}} = 135.30 [1 + (0.25 \times 0.1477) + (0.002 \times 10.25)] = 143.07 \text{ Kg/mm}^2$$

$$T'_{\frac{1}{4}} = 2 (136.58) - 143.07 = 128.09$$

$$T''_{\frac{1}{4}} = 128.09 - 33.67 = 94.42 \text{ Kg/mm}^2$$

Para el cable No. 3.

$$T_3 = 133.42 \text{ Kg/mm}^2 ; b = 9.25\text{m} ; \theta = 5^\circ 53' = 0.1028 \text{ rad.}$$

$$T_{\frac{1}{4}} = 133.42 [1 + (0.25 \times 0.1028) + (0.002 \times 9.25)] = 132.46 \text{ Kg/mm}^2$$

$$T''_{\frac{1}{4}} = 132.46 - 33.67 = 98.79 \text{ Kg/mm}^2$$

Para el cable No. 4.

$$T_4 = 132.88 \text{ Kg/mm}^2 ; b = 8.25\text{m} ; \theta = 2^\circ 49' = 0.0494 \text{ rad.}$$

$$T_{\frac{1}{4}} = 132.88 [1 + (0.25 \times 0.0494) + (0.002 \times 8.25)] = 133.43 \text{ Kg/mm}^2$$

$$T''_{\frac{1}{4}} = 133.43 - 33.67 = 99.76 \text{ Kg/mm}^2$$

REVISION DE ESFUERZOS POR FLEXION A LA SALIDA DEL CABLE =13.75m.

Cable	T0	T0''	As	Nti	Ntp	θ	Ni	Np	e	Mi	Mp
2	143.07	94.42	1184	169.39	111.79	8°27'	167.55	110.58	-0.1987	-33.29	-21.97
3	132.46	98.79	1184	156.83	116.97	5°53'	156.00	116.35	0.0902	14.07	10.49
4	133.43	99.76	1184	157.98	118.12	2°49'	157.79	117.98	0.3601	58.82	42.48
Σ							481.34	344.91		37.60	31.00

$$e'2 = 0.6339 - 0.8326 = -0.1987 \text{ m.}$$

$$e'3 = 0.6339 - 0.5437 = 0.0902 \text{ m.}$$

$$e'4 = 0.6339 - 0.2738 = 0.3601 \text{ m.}$$

Esfuerzos iniciales:  $N_i = 481.34 \text{ ton}$  ;  $M_i = 37.60 \text{ ton-m.}$

$$f_s = \frac{481.34}{0.5014} - \frac{37.60}{0.141088} = 693.49 \text{ ton/m}^2$$

$$f_i = \frac{481.34}{0.5014} + \frac{37.60}{0.162399} = 1191.52 \text{ ton/m}^2$$

Esfuerzos permanentes:  $N_p = 344.91 \text{ ton}$  ;  $M_p = 31.00 \text{ ton-m.}$

$$f_s = \frac{344.91}{0.5014} - \frac{31.00}{0.141088} = 528.01 \text{ ton/m}^2$$

$$f_i = \frac{344.91}{0.5014} + \frac{31.00}{0.162399} = 938.61 \text{ ton/m}^2$$

#### V.6.7.1. ESFUERZOS TOTALES PERMANENTES.

	$f_s(\text{ton/m}^2)$		$f_i(\text{ton/m}^2)$	
Peso propio	153.10		-133.01	
Presfuerzo	528.01	681.11	938.61	805.60
Losa y diafragma	144.82	845.20	-37.53	645.89
Cargas adicionales	19.27	933.39	-175.94	903.48
Carga viva + I	38.47	883.67	-74.69	571.20

$$f_{si} = 153.10 + 693.49 = 846.59 \text{ ton/m}^2 > 0$$

$$f_{ii} = -133.01 + 1191.52 = 1058.51 \text{ ton/m}^2 < 2200 \text{ ton/m}^2$$

Los esfuerzos son aceptables.

## V.7. LONGITUD DE LOS CABLES.

Cable No. 1

$$L_R = \frac{100}{\cos 11^\circ 21'} = 102 \text{ cm.}$$

$$L_P = 1025 \left[ 1 + \frac{8}{3} \times \left( \frac{102.9}{2 \times 1025} \right)^2 - \frac{32}{5} \times \left( \frac{102.9}{2 \times 1025} \right)^4 \right]$$

$$L_P = 1032 \text{ cm}$$

$$L_h = 250 \text{ cm}$$

$$L_T = 2 \times (102 + 1032 + 250) = 2668 \text{ cm}$$

Cable No. 2 y No.3

$$L_R = \frac{100}{\cos 8^\circ 48'} + \frac{100}{\cos 6^\circ 09'} = 202 \text{ cm.}$$

$$L_{P1} = 1068 \left[ 1 + \frac{8}{3} \times \left( \frac{52.2}{2 \times 1068} \right)^2 - \frac{32}{5} \times \left( \frac{52.2}{2 \times 1068} \right)^4 \right]$$

$$L_{P1} = 1072 \text{ cm}$$

$$L_{P2} = 968 \left[ 1 + \frac{8}{3} \times \left( \frac{52.2}{2 \times 968} \right)^2 - \frac{32}{5} \times \left( \frac{52.2}{2 \times 968} \right)^4 \right]$$

$$L_{P2} = 970 \text{ cm}$$

$$L_{h1} = 350 \text{ cm}$$

$$L_{h2} = 450 \text{ cm}$$

Tenemos que los cables 2 y 3 son iguales, por lo tanto la longitud será:

$$L_T = 202 + 1072 + 970 + 350 + 450 = 2929 \text{ cm}$$

Cable No. 4

$$L_R = \frac{100}{\cos 2^\circ 58'} = 100 \text{ cm.}$$

$$L_{P2} = 868 \left[ 1 + \frac{8}{3} \times \left( \frac{22.8}{2 \times 868} \right)^2 - \frac{32}{5} \times \left( \frac{22.8}{2 \times 868} \right)^4 \right]$$

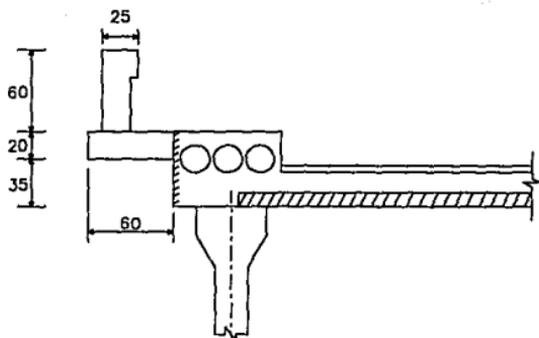
$$L_{P2} = 864 \text{ cm}$$

$$L_h = 550 \text{ cm}$$

$$L_T = 2 \times (100 + 864 + 550) = 3028 \text{ cm}$$

## V.8. ANALISIS DEL VOLADIZO.

### V.8.1. DIMENSIONES PROPUESTAS



### V.8.2. OBTENCION DE LAS CARGAS.

CARGA MUERTA	PESO TON/M	BRAZO M	MOMENTO TON M/M
Banqueta	0.28	0.30	0.084
Parapeto	0.36	0.41	0.148
Lámina	0.012	0.41	0.005

Para obtener el momento total, sumamos los momentos obtenidos en la tabla anterior:

$$0.084 + 0.148 + 0.005 = 0.237 \text{ Ton m/m} = 236.52 \text{ Kg.m/m.}$$

$$= 23652 \text{ Kg.cm/m.}$$

### V.8.2.1. DISEÑO DEL VOLADIZO.

Revisión del peralte.

$$d \text{ propuesto } d = 20 - 4 = 16$$

$$d = \sqrt{\frac{23652}{14.42 \times 60}} = 5.23 \text{ cm.} < 16 \text{ cm.}$$

Acero de refuerzo.

$$A_s = \frac{236.52}{2000 \times 0.96 \times 16} = 0.76 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

Como se podrá observar, el acero es mínimo, por lo que consideraremos.

varillas de 3/8" = 0.96 cm/varilla

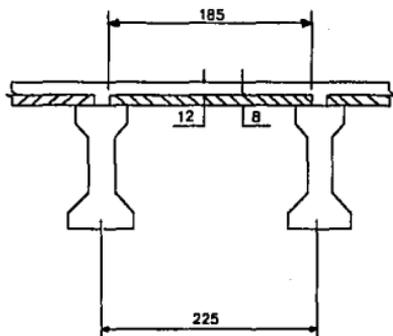
número de varillas, 3 vrs. 3/8" = 2.88 cm.

$$\text{separación} = \frac{2.88}{0.96} = 3 \text{ cm.}$$

Por separación mínima, propondremos @ 20 cm. por lo que, utilizaremos 3 varillas del # 3 @ 20 cm.

## V.9. ANALISIS DE TABLEROS REFORZADOS.

### V.9.1. DIMENSIONES PROPUESTAS.



### V.9.2. ANALISIS DE CARGA MUERTA.

De las dimensiones propuestas, obtenemos su peso, tanto de el tablero, como el de la losa

$$\text{Peso propio} = 0.08 \times 2400 = 192 \text{ Kg/m.}$$

$$\text{Peso losa} = 0.12 \times 2400 = 288 \text{ Kg/m.}$$

$$\text{Peso total} = 192 + 288 = 480 \text{ Kg/m.}$$

$$A_s = 6.5 \times 1.98 = 12.87 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

$$M = \frac{w l^2}{8} = \frac{0.48 \times 1.85^2}{8} = 0.205 \text{ Ton/m.}$$

$$f_s = \frac{20500}{12.87 \times 0.906 \times 4} = 439.5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$M1 = ( CV + C \text{ adicional asfalto } )$$

$$W \text{ adic.} = 0.10 \times 2200 = 220 \text{ Kg/m}$$

$$M \text{ asfalto} = \frac{w l^2}{10} = \frac{0.22 \times 1.85^2}{10} = 0.075 \text{ ton - m}$$

$$M(cv+I) = \frac{S+2}{32} \times P \times 1.3 \times 0.8$$

$$\text{donde: } S = 6.07 \quad ; \quad P = 7.26 \text{ ton.}$$

Quedándonos de la siguiente manera.

$$M(cv+I) = \frac{6.07 + 2}{32} \times 7.26 \times 1.3 \times 0.8 = 1.904 \text{ ton m / m}$$

$$M' = 1.904 + 0.075 = 1.979 \text{ ton m / m}$$

$$f's = \frac{M'}{As \cdot j \cdot d'}$$

$$f's = \frac{197900}{12.87 \times 0.906 \times 16} = 1061 \text{ Kg/cm}^2$$

$$fs + f's \leq 1800 \text{ Kg/cm}^2$$

$$439.5 + 1061 = 1500.5 \text{ Kg/cm}^2 \leq 18000$$

#### V.9.2.1. DISEÑO DEL TABLERO.

$$Asd = \frac{220}{\sqrt{3.28 \times 6.07}} = 49 \text{ \%} < 67 \text{ \%}$$

$$Asd = 0.49 \times 12.87 = 6.3 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Con varillas del # 4 ; as = 1.27 cm<sup>2</sup>

$$\text{número de varillas del # 4} = 6.3 / 1.27 = 5$$

separación =  $\frac{127}{6.3} = 20$  cm.  
 quedándonos el siguiente armado.

La sobrelosa que complementa el espesor total 20 cm, llevará un refuerzo con una parrilla de :

varillas del # 4 @ 20 cm.

Acero por temperatura.

$$A_{st} = 0.002 \times 30 \times 100 = 6 \text{ cm}^2/\text{m}$$

con varillas del # 4 ;  $a_s = 1.27 \text{ cm}^2$

número de varillas del # 4 =  $6 / 1.27 = 5$

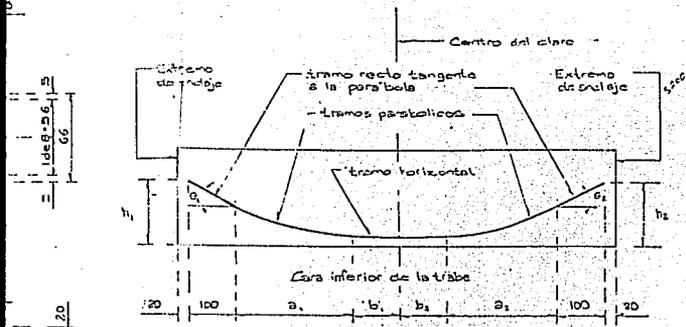
separación =  $\frac{127}{6} = 20$  cm.

quedándonos también el siguiente armado

varillas del # 4 @ 20 cm.



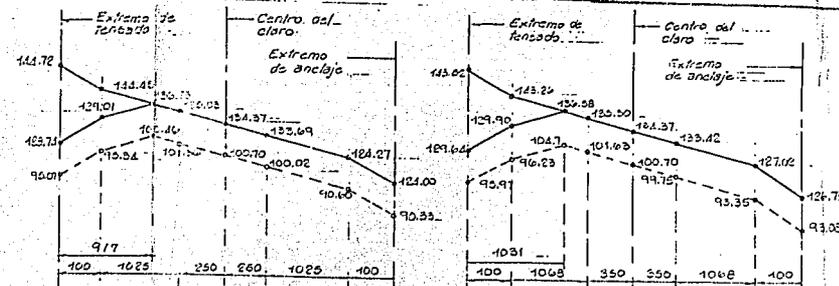




FORMA DE LOS CABLES

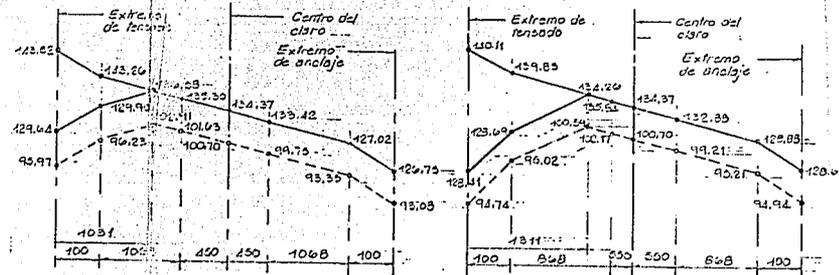
LITERALES

Cable	b.	a.	a <sub>2</sub>	b <sub>2</sub>	h <sub>1</sub>	h <sub>2</sub>	a <sub>1</sub>	a <sub>2</sub>
4	230	1023	1023	230	137	137	11° 21'	11° 21'
1	350	1068	1068	350	105	70	8° 43'	6° 09'
2	250	1068	1068	450	70	105	6° 09'	8° 43'
3	350	868	868	350	35	35	2° 08'	2° 08'



CABLE N.º 1

CABLE N.º 2



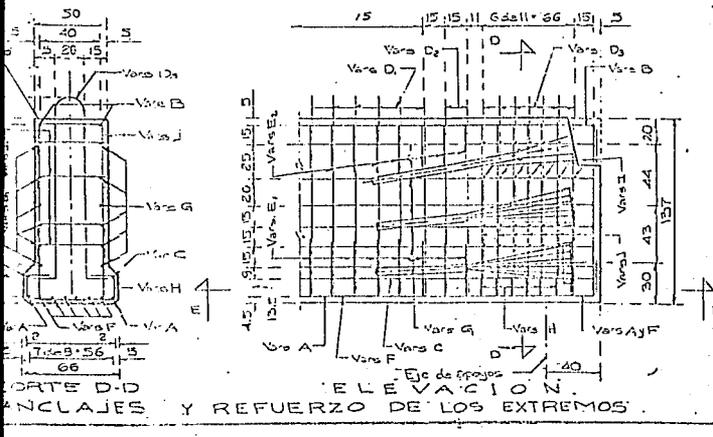
CABLE N.º 3

CABLE N.º 4

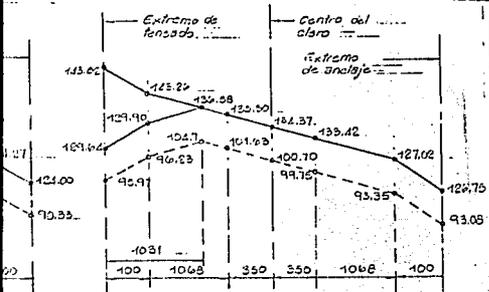
DIAGRAMA DE TENSADO  
Los valores de los esfuerzos indicados en los diagramas de tensado están dados en Kg/mm<sup>2</sup>

COORDENADAS

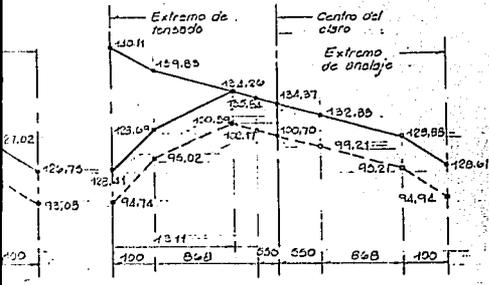
CABLE	SECCION	LADO IZQUIERDO										LADO DERECHO												
		-1430	-1418	-1375	-1200	-1000	-800	-750	-600	-450	-200	000	000	150	300	450	600	750	800	1000	1200	1375	1418	1430
CABLE 1	SECCION A	157,00	157,00	157,00	157,00	157,00	157,00	157,00	157,00	157,00	157,00	157,00	157,00	157,00	157,00	157,00	157,00	157,00	157,00	157,00	157,00	157,00	157,00	157,00
	SECCION B	102,00	89,77	83,26	57,45	27,65	21,67	18,62	14,64	7,73	7,00	7,00	7,00	7,00	7,00	7,00	7,00	7,00	7,00	7,00	7,00	7,00	7,00	7,00
CABLE 2	SECCION A	148,88	141,8	137,5	1200	1000	800	750	600	450	200	000	000	000	000	000	000	000	000	000	000	000	000	000
	SECCION B	70,00	29,21	24,73	35,39	23,89	13,83	12,03	8,25	7,00	7,00	7,00	7,00	7,00	7,00	7,00	7,00	7,00	7,00	7,00	7,00	7,00	7,00	7,00
CABLE 3	SECCION A	148,88	141,8	137,5	1200	1000	800	750	600	450	200	000	000	000	000	000	000	000	000	000	000	000	000	000
	SECCION B	29,57	27,38	19,64	13,08	6,98	0,02	7,08	7,08	7,08	7,08	7,08	7,08	7,08	7,08	7,08	7,08	7,08	7,08	7,08	7,08	7,08	7,08	7,08
CABLE 4	SECCION A	14,0	14,0	17,92	26,00	35,33	43,63	402,49	102,49	117,01	137,0	137,0	137,0	137,0	137,0	137,0	137,0	137,0	137,0	137,0	137,0	137,0	137,0	137,0
	SECCION B	7,0	7,0	7,0	7,0	7,0	7,0	7,0	7,0	7,0	7,0	7,0	7,0	7,0	7,0	7,0	7,0	7,0	7,0	7,0	7,0	7,0	7,0	7,0
CABLE 4	SECCION A	14,0	14,0	17,92	26,00	35,33	43,63	402,49	102,49	117,01	137,0	137,0	137,0	137,0	137,0	137,0	137,0	137,0	137,0	137,0	137,0	137,0	137,0	137,0
	SECCION B	7,0	7,0	7,0	7,0	7,0	7,0	7,0	7,0	7,0	7,0	7,0	7,0	7,0	7,0	7,0	7,0	7,0	7,0	7,0	7,0	7,0	7,0	7,0



ANCLAJES Y REFUERZO DE LOS EXTREMOS



CABLE N. 2

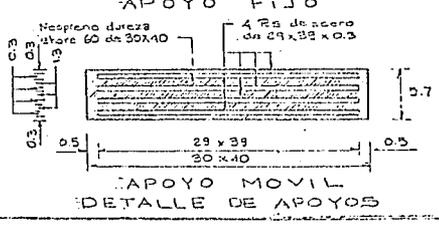
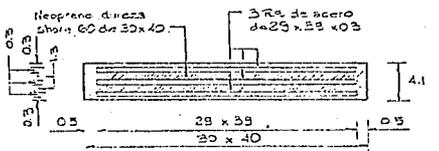


CABLE N. 4

AMAR DE TENSADO  
Fuerzas indicadas en los diagramas  
en kg/mm<sup>2</sup>

IZQUIERDO		DERECHO							
15	1000	800	600	450	300	150	000		
15	1200	1000	800	750	600	450	200	000	
17.5	147.01	102.24	83.65	88.50	86.00	77.92	14.00	14.00	
20	1200	1000	800	750	600	450	200	000	
22.5	57.45	37.65	21.67	18.62	11.64	7.73	7.00	7.00	
25	1200	1000	800	750	600	450	200	000	
27.5	35.34	23.87	15.83	12.03	8.25	7.00	7.00	7.00	
30	1200	1000	800	750	600	450	200	000	
32.5	19.64	13.05	8.98	8.20	7.03	7.00	7.00	7.00	
DERECHO									
35	600	750	800	1000	1200	1375	1448	1468	
37.5	26.00	38.50	43.25	102.24	117.01	137.00			
40	600	750	800	1000	1200	1375	1448	1468	
42.5	8.25	12.03	13.82	23.57	32.34	41.73	59.27	74.00	
45	600	750	800	1000	1200	1375	1448	1468	
47.5	11.64	15.42	21.64	37.65	57.45	83.26	89.77	105.00	
50	600	750	800	1000	1200	1375	1448	1468	
52.5	7.00	8.20	8.98	13.05	19.64	27.35	29.57	35.00	

LISTA DE VARILLAS PARA UNA TRASE									
Letras	Dim	Num	Total	CROQUIS	a	b	2x(b/2)		
A	3C	2	2128		3074	15	35		
B	3C	2	2128		3074	27	35		
C	3C	2	2074		3074		34		
C	3C	8	2920		2920		130		
D	3C	189	236		142	14	52		
D <sub>1</sub>	4C	2 ejes H=371 ds=349 2x4	A-22		142	H=36 A-22	14		
D <sub>2</sub>	4C	14	211		125	20	44		
E <sub>1</sub>	3C	189	164		58	28	173		
E <sub>2</sub>	3C	189	122		42	25	129		
F	4C	12	180		150	30	22		
G	4C	24	198		68	30	55		
H	3C	16	118		38	15	11		
I	4C	50	73		43	15	22		
J	4C	16	366		150	43	59		



MATERIALES PARA UNA TRASE	
Concreto de f'c=100 kg/cm <sup>2</sup>	15.8 m <sup>3</sup>
Acero de refuerzo 1E	
1000 Kg/m <sup>2</sup>	1,17.0 Kg
Acero de perfilado en	1,128.0 Kg
torones de trape	12.0 Kg
Anchos fijos de 30.40 x 41 (1R5)	13 d <sup>2</sup>
Apoyos móviles de 30.40 x 57 (1R5)	68 d <sup>2</sup>

UNIVERSIDAD...  
PROVINCIA...  
ENTRE SANTOS...  
C...  
CULIPE...









## CAPITULO VI CONCLUSIONES.

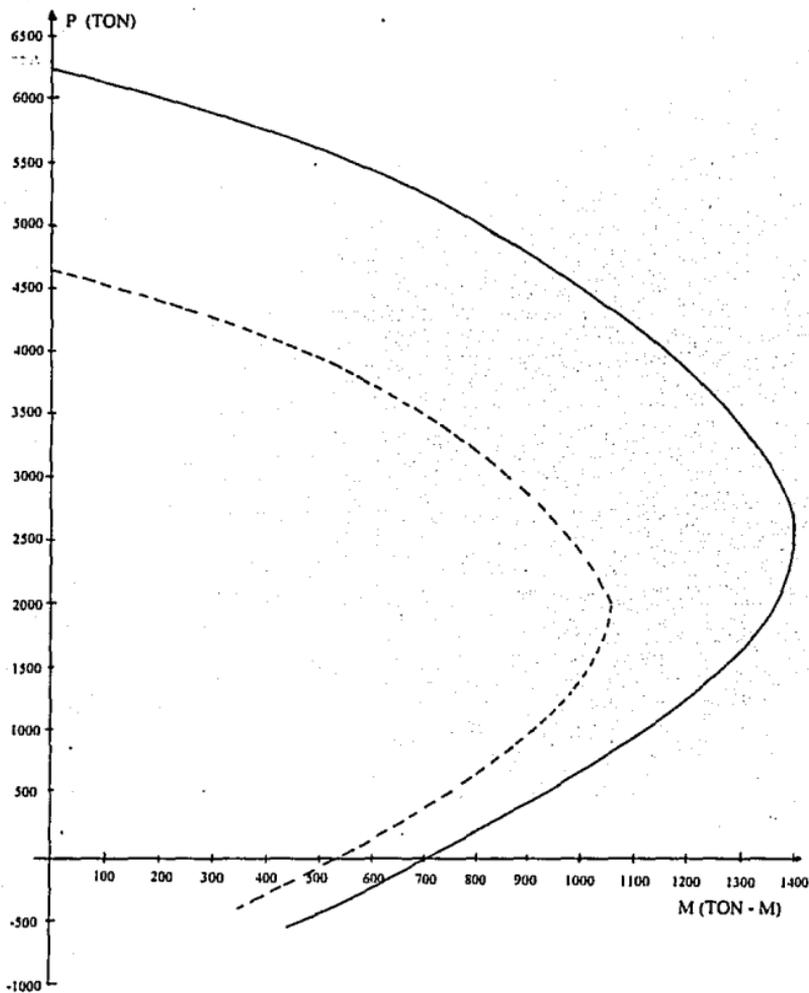
- 1) La ejecución de una tesis para un pasante de Ingeniería Civil es una experiencia altamente formativa ya que le permite afianzar sus conocimientos y visualizar conceptos que tenía en forma vaga por falta de práctica.
- 2) Los estudios previos a un proyecto son indispensables para asegurar que un proyecto responda a las necesidades y a los recursos que se tienen, así como para que sean resistentes y durables ante las acciones del ambiente. La extensión de los estudios debe ser acorde con la importancia del proyecto y con los riesgos que la naturaleza impone en el sitio.
- 3) El paso más importante en la ejecución de un proyecto estructural, es la elección de tipo, ya que los aspectos que ahí se definen determinan la bondad del proyecto y no pueden ser modificadas una vez que se adoptan sin incurrir en grandes pérdidas de dinero y tiempo.
- 4) Los pilotes colados en sitio o pilas de cimentación, resultan una alternativa de cimentación profunda muy conveniente en numerosas ocasiones por su rapidez, facilidad y limpieza constructiva y por su costo. Para que se cumplan estas expectativas es necesario contar con los equipos de perforación adecuados y además que la obra sea lo superficialmente grande para justificar el traslado de estos equipos.

- 5) El concreto presforzado permite secciones mas ligeras, que pesan menos y en consecuencia requieren de menor cimentación, abaratando el costo total. Además como la sección de las vigas trabaja exclusivamente a compresión no aparecen grietas por las que pueda infiltrarse la humedad produciendo la corrosión del acero y el deterioro del concreto; ventaja que es muy útil en zonas de ambiente agresivo como son las próximas al mar. Permite además mejor calidad en la ejecución y un mejor control. Permite también una mayor rapidez de construcción. Sin embargo, tiene algunas desventajas como son las de requerir equipos pesados para el flete y montaje, la de requerir una mayor calidad de mano de obra y la tener mayores riesgos de accidentes durante la construcción.
- 6) La ejecución de una tesis tiene repercusiones positivas para la superación personal del autor y a éste le trae gran satisfacción de contribuir en pequeña medida con su trabajo y sus conocimientos a la solución de problemas sociales.

**BIBLIOGRAFIA**

- 1.- Oscar M. González Cuevas  
Francisco Robles F-V  
"Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado"
- 2.- Roberto Meli Piralla  
"Diseño Estructural"
- 3.- Normas Técnicas para el Proyecto de Puentes Carreteros, de  
las Especificaciones AASHTO para Puentes (Tomo I).
- 4.- Comisión Federal de Electricidad  
"Manual de Diseño de Obras Civiles"  
Hidrotécnica, Hidráulica y Estructuras.
- 5.- T. Lyn.  
Diseño de Concreto Presforzado
- 6.- Diseño de Vigas de Concreto Presforzado (IMCYC)
- 7.- "Apuntes del Curso, Diseño de Estructuras de Concreto"  
impartido por la División de Educación Continua (UNAM).
- 8.- Juárez Badillo, Alfonso Rico  
Mecánica de Suelos, Tomo I

DIAGRAMA DE ITERACION .  
(COLUMNA PROPUESTA CON VARS. No. 8 = 40)



— SIN AFECTAR  
- - - AFECTADO POR O = 0.75

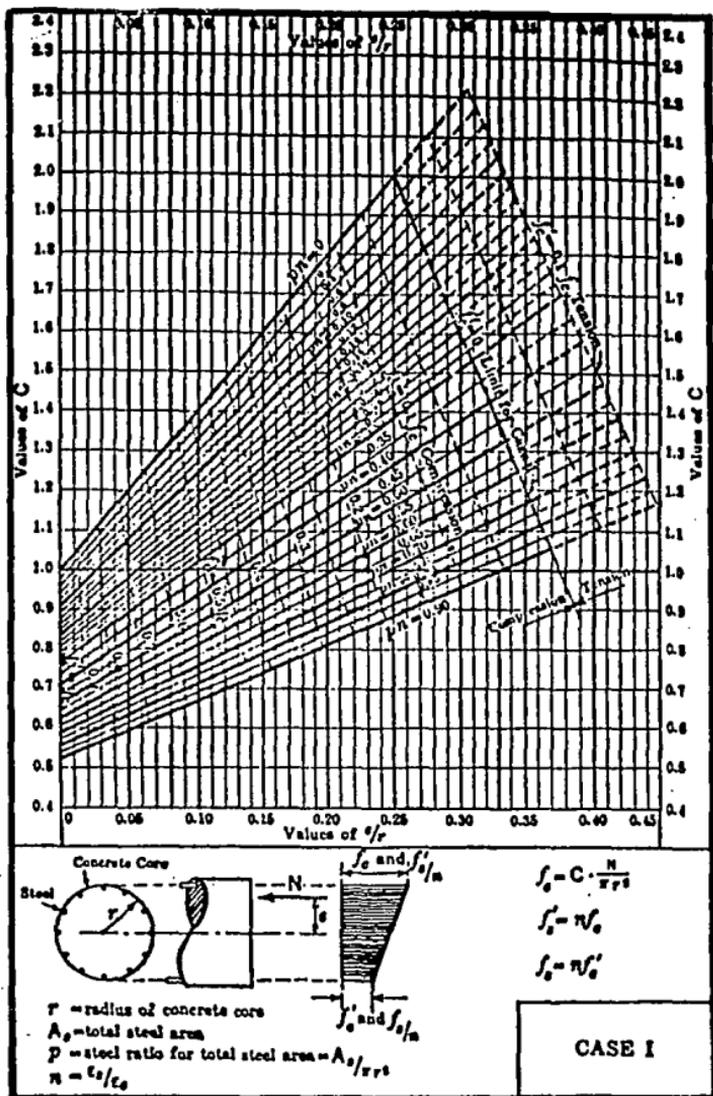


FIG. A-20. Bending and Direct Stress. Case I, Circular Sections.

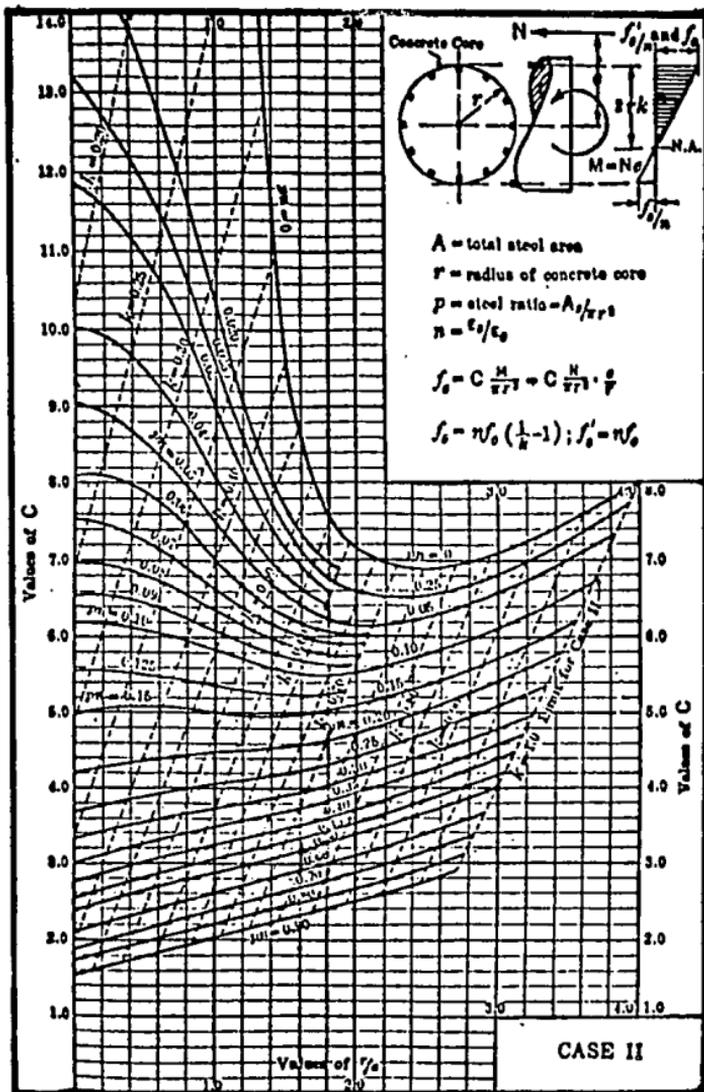


FIG. A-21. Bending and Direct Stress, Case II, Circular Sections.