

V 7-1-40

385

PROYECTO DEL PUENTE
DE LA
CARRETERA PIEDRAS NEGRAS-SALTILLO
SOBRE EL
RIO SABINAS



Fernando de la Parra.

---- 1940 ----



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

UNIVERSIDAD NACIONAL
DE MEXICO.

ESCUELA NAC. DE INGENIEROS.
Dirección.
Núm. 731-1194.
Exp.núm. 731/214.2/-518.

Al Pasante de la carrera de
Ingeniero CIVIL.
Sr. Fernando de la PARRA,
P r e s e n t e.

En atención a su solicitud que me presentó pi--
diendo tema para su tesis de examen profesional, doy a --
usted a continuación el que, aprobado por esta Dirección,
se ha servido proponer el señor Profesor Ingeniero Anto-
nio Dovali Jaime.

"El camino carretero Piedras Negras-Salti--
llo cruza el Río Sabinas en el kilómetro 128 aproxima-
damente.- Proyéctese un puente para dicha cruzamiento,
capaz de resistir dos líneas de camiones tipo H-15.-
Háganse los estudios, topográficos, hidráulicos, geo-
lógicos y económicos necesarios. Justifíquese el tipo
de puente escogido.- Calculéense los distintos elemen-
tos más importantes del puente, y describáse el proce-
dimiento de construcción más adecuado." "Usense para
el proyecto las especificaciones de la A.A.S.H.O."

Atentamente.

"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
México, D.F., a 7 de octubre de 1940

EL DIRECTOR

Firmado.

Ing. Mariano Moctezuma.

ANTECEDENTES.

La Carretera Piedras Negras Saltillo, actualmente en construcción, es una carretera de primer orden que cruza el estado de Coahuila de Norte a Sur pasando por los pueblos y puntos -- más importantes de la región que atraviesa y viene a entroncar con la carretera Saltillo--Torreón a la altura del pueblo de Hipólito, Coah.

Esta carretera presenta una doble importancia:

1ª.- Unir el puerto fronterizo de Piedras Negras, Coah., con la capital del estado, quedando así ligado éste con dos importantes vías de comunicación: la carretera Matamoros--Mazatlán y la carretera México--Laredo.

2ª.- Relacionar entre si los diversos pueblos del estado de Coahuila que quedan en su trazo y en las cercanías del mismo, dada la extensión del estado mencionado y la carencia de buenos caminos en esa región será una mejoría muy valiosa la realización de la obra.

UBICACION.- A la altura del pueblo de Sabinas, Coah., la carretera cruza el río Sabinas, uno de los principales afluentes de la presa Dn. Martín.

Para cruzar el río se propusieron dos trazos, bifurcándose se la carretera antes del cruce en la Est. 129 + 009.43 y uniéndose después de éste en la Est. 129 + 467.05. Uno de los trazos pasa por las calles del pueblo y cruza el río en la prolongación de la Av. E. Carranza. El otro trazo pasa al Oeste del pueblo y cruza el río 1 Km., aproximadamente aguas arriba del anterior. (ver plano Núm.1).

TIPO DE CARGA RECOMENDABLE.- Tratándose de una carretera de primer orden se considera que el tipo de carga para el cual debe proyectarse el puente es la carga H - 15 de la A.A.S.H.O.

CARACTERISTICAS HIDRAULICAS DEL RIO.- El río Sabinas es de caracter torrencial, durante el estiaje su gasto es muy pequeño pero cuando se presentan avenidas estas son muy caudalosas y duran poco tiempo; esto es debido a la elevada pendiente del río (0.0024) y a que su cuenca de captación semi árida.

Es de esperarse que en el tramo de los cruces la corriente tenga tendencia a depositar debido a una presa derivadora, hecha recientemente (1937) por la Comición Nacional de Irrigación, unos 450 m. aguas abajo del cruce de la Av. E. Carranza.

Aproximadamente 300 m. aguas abajo del mismo cruce de la Av. E. Carranza existe un puente del F. C., línea Piedras Negras - Saltillo, constituido por diez tramos de trabes remachadas de 25 m. de longitud, cada uno, y por nueve pilas y dos estribos de mampostería.

CARACTERISTICAS GEOLIGICAS DEL RIO.- Las márgenes del río están constituidas por una capa superficial bastante gruesa de tierra vegetal y el lecho del cauce principal está formado por grava grande y cantos rodados hasta de 8" de diám. Por los sondeos efectuados se pudieron formar los cortes geológicos que aparecen en los planos No. 2 y No. 3.

PROYECTO DEL PUENTE DE LA CARRETERA PIEDRAS
NEGRAS-SALTILLO, SOBRE EL RIO SABINAS.

EL TRABAJO COMPRENDERA LOS SIGUIENTES PUNTOS:

- I - DATOS TOMADOS EN EL CAMPO.
 - II - ESTUDIOS DE OFICINA.
 - III - ELECCION DEL CRUCE.
 - IV - ELECCION DEL TIPO DE PUENTE.
 - V - PROYECTO DETALLADO.
 - VI - PROCEDIMIENTO DE CONSTRUCCION.
- °° -----

I DATOS TOMADOS EN EL CAMPO.

, En el campo se tomaron los siguientes datos:

- a).- TOPOGRAFICOS.
- b).- HIDRAULICOS.
- c).- GEOLOGICOS.
- d).- DE CONSTRUCCION.

a).- DATOS TOPOGRAFICOS.

Se hizo un reconocimiento general del terreno y se levantó un plano topográfico de la región, con suficiente detalle, que comprende el tramo del río donde se hará el cruzamiento.

Para esto se llevaron poligonales con cinta metálica, por las márgenes del río, por la vía del F. C., que cruza el río y por las calles principales del pueblo de Sabinas, Coah.

Con objeto de obtener cotas relacionadas al nivel del mar y no existiendo en ese lugar bancos de nivel del trazo, pues éste aun no estaba hecho hasta Sabinas, Coah., se corrieron ni velaciones con nivel fijo, partiendo del hongo del riel frente a la estación del F. C., cuya altura con respecto al nivel del mar es conocida y se establecieron bancos de nivel convenientemente repartidos.

Se tomaron las curvas de nivel con equidistancia de 1 m. y se levantaron todas las construcciones cercanas al cruzamiento probable y al trazo de la carretera en la región del cruce.

También se levantaron: la vía del F. C., el puente del F. C., la parte del pueblo cercano al río y una presa de derivación situada aguas abajo de la región del cruce.

Sobre el terreno se eligieron dos cruces y se trazó el e-

je del camino pasando por cada uno de ellos, desde un punto común a los trazos antes del cruzamiento hasta otro punto común a los mismos después del cruzamiento.

Para poder estimar la obra de terracería se levantó el perfil de construcción y las secciones transversales de cada uno de los dos trazos.

b).- DATOS HIDRAULICOS.

Se recogieron los datos de aguas máximas extraordinarias, aguas máximas ordinarias y aguas mínimas, anotando la época, duración y frecuencia de cada una de ellas y procurando encontrar huellas o señales de las crecientes más caudalosas registradas en el río.

Como fuente de información muy importante que proporciona datos muy valiosos es el estudio de los puentes cercanos al cruce. Area hidráulica de los mismos, comportamiento en las crecientes anteriores, tipo de puente, etc.

Se tomó en cuenta la vegetación en las márgenes y llanuras de inundación del río, especialmente aguas arriba del cruce, para conocer el tamaño aproximado de los cuerpos flotantes.

No habiendo aforos directos del río, el único medio de conocer el gasto en las avenidas anteriores es el método de Sección y Pendiente. Por consiguiente se levantaron varias secciones auxiliares escogiendo los tramos más rectos y más uniformes en sección y pendiente, levantando también el perfil del fondo del río en esos tramos. El gasto se obtuvo aplicando la fórmula de Manning, considerando un coeficiente de rugosidad para el cauce principal (0.045) y otro para las llanuras de inundación (0.060).

c).- DATOS GEOLOGICOS.

En cada uno de los dos cruces se hicieron trece sondeos - por el procedimiento de lavado y extracción de corazones, con pulseta y corona de diamantes, empleando tubería de ademe hasta alcanzar suficiente resistencia en el terreno.

La profundidad de las perforaciones fué de 15 m. y estas se hicieron en la "línea de centro" de los cruces, reuniendo así los datos para formar el corte geológico de cada cruce.

Las muestras del sub-suelo obtenidas se remitieron al Laboratorio de la Dirección Nacional de Caminos para su estudio y determinación de las cargas unitarias admisibles en el terreno.

d).- DATOS DE CONSTRUCCION.

Se recabaron en el lugar los siguientes datos:

Calidad o marca del Material.

Lugar de abastecimiento o extracción.

Distancia a la obra y condiciones de acarreo.

Costo probable en la Obra.

Estos datos se tomaron para cada uno de los materiales -- que se indican a continuación:

Cemento, Cal, Agregado fino, Agregado grueso, Piedra para mampostería, Agua, Madera para construcción, Madera para obra falsa, Fierro estructural, Fierro de refuerzo y otros materiales.

Se anotó el salario mínimo en la región, los jornales acostumbrados para albañiles, carpinteros, herreros, etc.

II ESTUDIOS DE OFICINA.

Antes de hacer la elección del cruce se hicieron los siguientes estudios de gabinete:

a).- HIDRAULICOS.

b).- COSTOS DE CONSTRUCCION DEL CAMINO POR CADA UNO DE LOS DOS TRAZOS.

a).- ESTUDIOS HIDRAULICOS.

Estos consistieron en calcular el remanso producido por la presa derivadora y por el puente del F. C., en el tramo de los cruces.

El gasto del río Sabinas obtenido en las secciones auxiliares que se levantaron aguas arriba del Nuevo Cruce, por el método de Sección y Pendiente, es 9040 m³/s.

Con fecha 7 de julio de 1940 fué solicitado verbalmente al Jefe del Depto. Hidrométrico de la Comisión Nacional de Irrigación un informe de los estudios que tuviera hechos dicho Departamento sobre el río Sabinas, Coah., con objeto de comparar el gasto obtenido arriba con el obtenido por la Comisión Nacional de Irrigación .

Dicho informe, en su parte esencial, dice lo siguiente:

1^a.- Hata hace poco tiempo se instaló una estación de aforo en el río Sabinas, por consiguiente no se tienen datos completos del mismo.

2^a.- Valiéndose de una gráfica, formada por el Dpto. Hidrométrico, en la que se ligan los gastos con el área de la cuenca de captación de varios ríos situados en la región de Sabinas, Coah., se obtuvo para este río un gasto máximo probable de 9000 m³/s.

Por esto último se estima que el gasto obtenido arriba es bastante próximo a la verdad.

Puesto que los datos de aguas máximas extraordinarias se tomaron de la creciente de junio de 1922, época en que ya existía el puente del F. C., la sobre elevación que éste produce en la sección de los cruces, queda incluida en los niveles de aguas Máximas respectivos. Por consiguiente sólo queda por de terminar la sobreelevación que produce la presa de derivación.

Cálculo de la Sobreelevación que produce la presa.

Para calcular la sobreelevación que produce la presa de derivación se necesita conocer el tirante en la sección de la presa, antes de existir ésta.

Dicho tirante es desconocido, pero conociendo el gasto, la pendiente y la sección del río según el eje de la presa, se puede encontrar, por aproximaciones sucesivas, el nivel de aguas máximas en esa sección de tal modo que el gasto sea el ya encontrado.

Area Hidráulica de la Sección del Río según el Eje de la Presa.

COTA	Area Parcial	Acumulativo
330.00	000 m ²	0000 m ²
331.00	180 "	180 "
332.00	180 "	360 "
333.00	192 "	552 "
334.00	218 "	770 "

GOTA	Area Parcial	Acumulado
335.00	248 m ²	1018 m ²
336.00	295 "	1313 "
337.00	367 "	1680 "
338.00	445 "	2125 "
338.50	229 "	2354 "
339.00	231 "	2585 "

Estando la presa esviada con respecto al eje del río, el área hidráulica de la sección según el eje de la misma deberá multiplicarse por el seno del ángulo formado por los ejes del río y de la presa.

En este caso:

Angulo entre ejes 67°

Sen $67^\circ = 0.920$

De lo anterior se obtiene que el área hidráulica de la sección de la presa, normal al eje de la corriente y hasta la cota 339.00 es: $2585 \times 0.920 = 2375 \text{ m}^2$.

Haciendo el cálculo del gasto del río en la sección de la presa, con los coeficientes de rugosidad correspondientes y con el N. A. M. E. en la cota 339.00 se encuentra Q igual a 8813 m. ³/s, resultado que no difiere mucho del gasto medio obtenido en las secciones auxiliares anteriores; por lo cual se puede ver que el tirante medio del cauce profundo en la sección de la presa es 9.00 m.

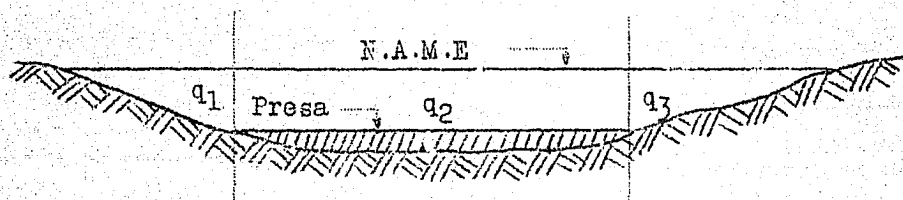
Para hacer el cálculo de la sobreelevación se ha hecho la suposición de que la longitud de la cresta de la presa es 204×0.92 igual a 187.5 m.

La sobreelevación que produce la presa es igual a la diferencia entre el nivel que alcanzaría la superficie libre del agua en la sección de la presa (existiendo ésta) al pasar el gasto de aguas máximas extraordinarias y el nivel de la superficie libre del agua en esa misma sección y pasando el mismo gasto pero antes de existir la presa.

El N. A. M. E. en la sección de la presa antes de existir ésta quedó ya determinado. (339.00). Para determinar el N. A. M. E. en la misma sección pero existiendo la presa se procederá de la misma manera, o sea, se supondrá el N.A. M. E. y se calculará el gasto como se indica abajo hasta encontrar uno en que el gasto sea suficientemente cercano a 9040 m. ³/s.

El área hidráulica de la sección de la presa se considera dividida en tres partes: una que queda directamente arriba de la cortina vertedora y dos áreas marginales; por cada una de estas áreas pasarán los gastos parciales q_1 , q_2 y q_3 , como se indica en la figura, y el gasto total Q , será:

$$Q = q_1 + q_2 + q_3$$



Los gastos q_1 y q_3 se calcularán teniendo en cuenta la pendiente hidráulica que origina el remanso producido por la presa.

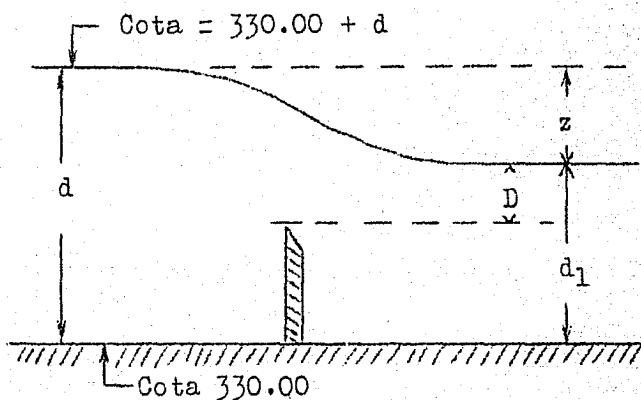
El gasto q_2 que pasa sobre el vertedor se calculará tomando el 110 % del valor que da la fórmula de King para vertedo--

res ahogados, puesto que este es un vertedor de cresta redondeada.

Cálculos previsto hicieron ver que la sobreelevación producida por la presa está comprendida entre 1.00 m. y 1.30 m. y para estas sobreelevaciones la cota de la superficie libre del agua es, respectivamente, 340.00 y 340.30 como puede verse por la fig. adjunta, puesto que: -

$$d_1 = 9.00 \text{ m, y } d = d_1 + z$$

Haciendo los cálculos detallados como quedó indicado arriba se llegó a los siguientes resultados:



$$Q = q_1 + q_2 + q_3$$

COTA = Y	Y - 339 = Z	q_1	q_2	q_3	Q m ³ /s
340.00	1.00	811.9	6855.2	1074.0	8741.1
340.10	1.10	829.3	7157.7	1105.9	9092.9
340.20	1.20	844.7	7460.2	1134.3	9439.2
340.30	1.30	861.7	7763.8	1164.6	9790.1

Interpolando para encontrar la cota de la superficie libre del agua y la sobreelevación, correspondientes al gasto de 9040 m. ³/s, resulta Z igual a 1.09 m. y la cota del N.A.M.E. en la sección de la presa es 340.09.

Por consiguiente la sobreelevación que produce la presa de derivación es 1.09 m., en la sección de la misma.

Aplicando la fórmula del remanso para calcular la sobre-

elevación que produce la presa en las secciones del puente del F. C., del cruce de la Av. E. Carranza y del Nuevo Cruce se en contró lo siguiente:

S E C C I O N	Sobreelevación producida por la presa.
Puente del F. C.	1.06 m
Cruce de la Av. E. Carranza.	1.01 m
Nuevo Cruce	0.83 m

Se vé, por lo que antecede, que la presa de derivación además de poner en peligro el puente del F. C., originará la inundación del pueblo, en caso de presentarse otra avenida del caudal de la registrada en el año de 1922.

b).- COSTO DE CONSTRUCCION DEL CAMINO POR CADA UNO DE LOS TRAZOS.

1^a.- Terracerías.- En ambos trazos se hizo la cubicación de las terracerías y se calcularon los costos por concepto de Préstamo y Sobre-acarreo, con los precios unitarios del contrato de la "Cía. Constructora y Pavimentadora S. A. " que es la que está construyendo ese tramo de la carretera Piedras Negras -Saltillo.

2^a.- Revestimiento.- Este será de 0.20 m. de espesor y -- 6.50 m. de ancho; su costo aproximado se estimó en \$ 5600/Km.

3^a.- Pavimento.- Haciendo la petrolización por el sistema de "Tres riegos" con emulsión asfáltica y un ancho de carpeta de 6.00 m.; se estimó su costo aproximado en \$ 7000/Km.

Fué necesario estudiar el trazo del cruce E. Carranza desde la Est. 127 + 000.00 hasta la Est. 129 + 740.00; y el trazo del Nuevo Cruce desde la Est. 127 + 000.00 (punto común a los

dos trazos) hasta la Est. 129 + 247.15 (igual a Est. 129 + 740.00 del otro trazo).

Los costos para uno y otro trazo se expresan a continuación en el siguiente cuadro comparativo:

Concepto.	Traza No. I (Cruce Carranza)	Traza No. 2 (Nuevo Cruce)
Terracerías	\$ 54 821	\$ 61 114
Revestimiento	\$ 15 350	\$ 12 580
Pavimento	\$ 19 200	\$ 15 730
T O T A L	\$ 89 371	\$ 89 424

III ELECCION DEL CRUCE.

Como se dijo arriba se eligieron en el terreno dos cruces, uno en la prolongación de la Av. E. Carranza del pueblo de Sabinas, que llamaremos "Cruce de la Av. E. Carranza" y otro un kilómetro aproximadamente aguas arriba del primero, que llamaremos "Nuevo Cruce".

La elección del cruce se hará considerando los siguientes puntos de vista:

- a).- TECNICO.
- b).- ECONOMICO.
- c).- CONVENIENCIAS LOCALES.

a).- PUNTO DE VISTA TECNICO.- En este punto se tomará en cuenta:

1ª.- Condiciones hidráulicas de la corriente relacionadas con los dos cruces propuestos.

2ª.- El alineamiento de la carretera.

1ª Condiciones Hidráulicas de la Corriente Relacionadas con los Dos Cruces Propuestos.

La influencia, en cada uno de los dos cruces, de la sobre elevación del nivel del agua producida por la presa de derivación y por el estrechamiento del puente del F. C., es un punto que tiene mayor importancia de la que a primera vista parece, puesto que no sólo es el efecto del remanso, que únicamente obliga a elevar la rasante, sino también el hecho de que el a--zolvamiento progresivo del cauce, debido a la pérdida de velocidad correspondiente al remanso de la presa y del puente del F. C., hará disminuir el área hidráulica del puente, lo cual -

es muy perjudicial para la estructura.

En el plano No. 1 puede observarse que el río tiene una curva hacia la margen derecha bastante marcada, en el tramo comprendido entre los cruces; siendo mejor el alineamiento de la corriente en el tramo del Nuevo Cruce.

2ª.- Alineamiento de la Carretera.

En cualquier construcción de carreteras lo ideal sería hacer la localización mejor posible con objeto de que lo que se construya sea una parte integrante y permanente de cualquier mejora futura.

Los factores técnicos de mayor importancia en la localización de carreteras son:

Alineamiento y

Pendiente.

Además hay muchos otros factores que en casos particulares pueden gobernar el trazo.

Por lo que respecta al alineamiento de la carretera, el trazo actual por el Nuevo Cruce (trazo núm. 2) es 482.95 m. más corto que el trazo por el cruce de la A. E. Carranza (trazo núm. 1) pero presenta la desventaja de tener una curva en la llanura de inundación de la margen derecha.

Puesto que puede ser prolongada la tangente del cruce hasta alcanzar suficiente altura en el terreno, sin dar origen a curvas forzadas se vé, desde luego, que el trazo núm. 2 es mejor que el trazo núm. 1.

b).- PUNTO DE VISTA ECONOMICO.

En este punto se tomará en cuenta:

El costo de terracerías, de revestimiento, de pavimento -

y del puente mismo por cada uno de los dos cruces estudiados.

Por los costos de construcción del camino por ambos trazos, que ya se obtuvieron (pag. 13), se vé que estos son prácticamente iguales y por los costos probables del puente que se obtienen adelante, en los anteproyectos, se vé que no hay diferencia apreciable entre el costo del anteproyecto Núm. 5 del cruce "E. Carranza", y el costo del anteproyecto Núm. 4 del "Nuevo Cruce".

Sin embargo, la construcción del puente en el cruce de la Av. E. Carranza acarreará un costo adicional de bastante consideración por el siguiente concepto:

El acceso al puente por el lado del pueblo se puede hacer por un terraplén o por un viaducto.

En el primer caso quedarán inutilizadas varias casas del pueblo, ya que la rasante es ahí muy elevada con relación al nivel medio de la calle; y habrá que pagar la indemnización correspondiente.

En el segundo caso, ya sea el viaducto de madera o de concreto, su costo es bastante elevado.

c).- PUNTO DE VISTA DE LAS CONVENIENCIAS LOCALES.

Las ventajas que reciba el pueblo de Sabinas, Coah., al pasar la carretera por sus calles principales son mejoras materiales y comerciales; pero estas mejoras no compensan las desventajas técnicas que presenta el trazo correspondiente.

La solución sería seguir el trazo número 2 y hacer un camino lateral que uniera el centro del pueblo con la carretera; este camino lateral tendría una longitud aproximada de 1500 m.

y el único gasto importante que se originará es el costo de revestimiento y pavimento del mismo, pues la rasante, que es la de las calles del pueblo, no necesita ser modificada, siendo - por consiguiente muy pequeño el costo de terracerías.

Sobre este punto, la "American Road Builders Association" en uno de sus boletines, dice lo siguiente:-

"Los caminos laterales representan un reciente desarrollo de la localización de carreteras, teniendo varios objetos: servicio eficiente a las comunidades - locales y descongestión del tráfico en las mismas; - al mismo tiempo que mayor seguridad y eficiencia para el tránsito en la carretera principal."

De todo lo que antecede se desprende que el Nuevo Cruce - presenta las siguientes ventajas:

- 1a.- Condiciones hidráulicas de la corriente más favorables.
- 2a.- Mejor alineamiento de la carretera.
- 3a.- No hay costo adicional de indemnización ni de - viaducto.
- 4a.- Mayor seguridad y eficiencia para el tránsito.

Siendo todas estas circunstancias favorables al Nuevo Cruce, se elegirá éste para el paso de la carretera.

IV ELECCION DEL TIPO DE PUENTE.

Los principales factores que rigen la elección del tipo de cualquier puente de carretera son los siguientes:

- a).-- CARACTERISTICAS DE LA CORRIENTE.
- b).-- NECESIDADES DE NAVEGACION.
- c).-- NECESIDADES DE TRANSITO.
- d).-- CONSIDERACIONES ARQUITECTONICAS.
- e).-- OBTENCION DE FONDOS PARA LA CONSTRUCCION.

En el caso que se estudia el segundo de los factores no interviene puesto que el río Sabinas, no es navegable. Por tratarse de proyectar una obra definitiva supondremos que la obtención de los fondos para la construcción no obliga sino a las restricciones de máxima economía de la misma, pero sin modificar el tipo de una manera primordial.

- a).-- CARACTERISTICAS DE LA CORRIENTE.

Las características de la corriente, principalmente en las épocas de aguas máximas extraordinarias, tales como la erosión del cauce y de las márgenes, modificación del alineamiento del río, materiales de acarreo y de arrastre, naturaleza del subsuelo, etc., intervienen en la elección del tipo de puente de la siguiente manera:

- 1º.- Determinando la separación mínima entre las pilas.
- 2º.- Limitando la longitud mínima del puente.
- 3º.- Fijando el claro libre vertical.

1º.- La separación de las pilas, es este caso particular, está regida por el tamaño de los cuerpos flotantes que arras-

tran consigo las avenidas máximas. Estos cuerpos son principalmente árboles de las márgenes del río, que alcanzan alturas de 25 m. y 30 m. y que deben pasar libremente por el espacio comprendido entre las pilas de un mismo claro; por consiguiente la separación mínima de las pilas deberá ser 30 m.

2ª.- En avenidas máximas extraordinarias el río cubre grandes llanuras de inundación que no es necesario salvar con el puente; sin embargo, al estrechar el cauce de aguas máximas con terraplenes de acceso aumenta la velocidad de escurrimiento y por lo mismo la longitud mínima del puente debe ser tal que el aumento de velocidad no sea perjudicial a la estructura ni a los mismos terraplenes. Efectuando los cálculos hidráulicos necesarios se encontró que la longitud mínima del puente debe ser en ambos cruces 240 m.

3ª.- El claro libre vertical debe permitir que la sobre-elevación que produzca el puente en las aguas máximas extraordinarias no llegue a alcanzar la parte inferior de la superestructura y aún más, debe permitir libremente el paso de las partes salientes de los cuerpos flotantes y dado el tamaño de éstos (arriba indicado) se dejará un espacio libre vertical de 2.00 m.

c).- NECESIDADES DE TRANSITO.

El problema que por este concepto presenta el puente del río Sabinas es bastante sencillo puesto que se tiene el F. C., Piedras Negras-Salttillo, que liga los pueblos más importantes cercanos a Sabinas, Coah., y por consiguiente no es de esperarse que se origine un tránsito considerable de vehículos pesados, sabiendo que el flete por tonelada-kilómetro a distancias

grandes es menor por F. C., que por carretera.

Los "Proyectos Tipo" de la Oficina de Puentes de la D. N. C. proporcionan un ancho de calzada en el puente de 5.20 m. -- que es suficiente para las carreteras que no tengan un número de vehículos, por día, suficientemente elevado, como es el caso de nuestro país. Además, dada la gran longitud del puente, el costo adicional de hacer más ancha la calzada sería muy elevado.

Cargas: - Como se dijo al principio, la carga que se adoptará será la H-15 de la A.A.S.H.O. (ver figs. 1, 2 y 3).

d).- CONSIDERACIONES ARQUITECTONICAS.

Estas tienden a mejorar el punto estético de la construcción y siempre deben tomarse en cuenta, pero en la mayoría de los casos están subordinadas a las condiciones técnicas y económicas.

Resumiendo.

Las características del puente son las siguientes:

Longitud mínima 240 m.

Separación mínima entre pilas 30 m.

Espacio libre vertical 2.00 m.

Carga Tipo: - La H-15 de la A. A. S. H. O.

Se vé luego, que para llenar las condiciones anteriores - lo más indicado es un puente formado por varios tramos de armaduras metálicas, sobre pilas y estribos de mampostería.

Siendo la rasante más económica, desde el punto de vista de las terracerías, la más baja posible, las armaduras serán de paso inferior con objeto de reducir todo lo posible el costo de las terracerías.

Haciendo un análisis económico-comparativo, se encontró - que es bastante más barato, poner, en vez de los estribos de - mampostería, caballetes de concreto armado en los extremos del puente puesto que la cimentación es ahí muy profunda y el volumen de mampostería y de excavación serían muy grandes en el caso de los estribos.

: A N T E P R O Y E C T O S.

En cada uno de los dos cruces y según el ejemplo que se - pone a continuación, se hicieron varios anteproyectos del puente.

, En estos anteproyectos, las dimensiones de las pilas y de los caballetes se tomaron de otros proyectos semejantes.

ANTEPROYECTO NO. 5

(Cruce de la Av. E. Carranza)

Consistirá en:

SUPERESTRUCTURA.

Ocho armaduras metálicas de 30 m. de longitud.

SUBESTRUCTURA.

Dos caballetes extremos de concreto armado y siete pilas de mampostería de 3a.- clase.

Sobreelevación aproximada que producirá este puente en el nivel de aguas máximas extraordinarias.

DATOS:-

Area hidráulica de la sección 2540 m².

Gasto máximo del río 9040 m³/s.

Area hidráulica comprendida entre los ejes de los caballetes extremos(cauce principal) 1970 m².

Gasto correspondiente al cauce principal 8330 m³/s.

Por consiguiente la velocidad media en el cauce principal es de:

$$v = \frac{8330}{1970} = 4.23 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Al poner los terraplenes de acceso en las márgenes del río se obstruye una parte del área hidráulica de la sección y la velocidad aumenta a v' , siendo:

$$v' = v + \frac{9040 - 8330}{1970} = 4.23 + \frac{710}{1970} = 4.23 + 0.36$$

$$v' = 4.59 \text{ m/s.}$$

El área hidráulica que obstruyen las pilas y los caballetes (con la parte de zampeado correspondiente) es aproximadamente 167 m².

Esta área debe multiplicarse por 1.12 para tener en cuenta el efecto de contracción y turbulencia que se produce.

El gasto que pasaba por esta área es: -

$$Q'' = 167 \times 1.12 \times 4.59 = 859 \text{ m}^3/\text{s.}$$

y ahora está obligado a pasar por el resto del área hidráulica, aumentándose la velocidad hasta v'' , de tal modo que:

$$v'' = v' + \frac{Q''}{1970 - 167 \times 1.12} = 4.59 + \frac{859}{1783} = 4.59 + 0.48$$

$$v'' = 5.07 \text{ m/s.}$$

La sobreelevación que produce el puente será:

$$h = \frac{1}{2g} (v''^2 - v^2) = \frac{5.07^2 - 4.23^2}{19.6} = 0.40 \text{ m.}$$

Con objeto de facilitar el acceso al puente y disminuir un poco las terracerías de los terraplenes de las márgenes, la armadura del extremo izquierdo se pondrá con pendiente de 1 %, las seis armaduras centrales se pondrán horizontales y la arma

dura de la margen derecha se pondrá con pendiente de $- 1 \%$.

RASANTE DEL PUENTE EN LAS ARMADURAS
CENTRALES.

	<u>COTA.</u>
N. A. M. E. (incluyendo sobreelevación del puente del F. C.)	340.500
Sobreelevación producida por la presa	1.010
Sobreelevación producida por el puente de la Carretera	0.400
de la parte inferior de la armadura a la rasante	0.897
Espacio libre vertical	2.000
Rasante central del puente, elev	344.807

Separación entre ejes de apoyo de las armaduras:

0.45 m.

RASANTE DEL PUENTE EN LOS EXTREMOS DEL
MISMO.

Elevación de la rasante en los extremos del puente

$$= 344.807 - 0.01 \times 30.25 = 344.504 \text{ m.}$$

Elevación de la corona de las pilas.

Rasante central del puente, elev	344.807
de la rasante a la corona de las pilas	1.251
Corona pilas, elev	343.556

Elevación de la corona de los caballetes.

Rasante en los extremos del puente, elev	344.504
de la rasante a la corona caballetes	1.251
Corona caballetes, elev	343.253

Apreciación de cantidades en laSub-estructura.

DESPLANTES.

Observando la disposición de los apoyos y de las diversas capas del subsuelo, en el corte geológico del cruce de la Av. E. Carranza, se vé que los desplantes más convenientes tienen las siguientes cotas:

desplante pilas 2,3,4,5,6,7, y 8	325.06
" caballete No. 1	325.95
" " No. 9	325.25

PILAS.

Altura, de la corona al desplante, 343.56 (elev.corona) -
325.06 (elev. desplante) = 18.50 m.

espesor de la corona	0.70 m.
Altura del cuerpo	17.80 "
ancho de la sub-corona	1.40 "
Longitud de la sub-corona	6.66 "
Talud de las caras laterales	1:20

Haciendo la cubicación con los datos anteriores se obtiene:

volumen de cada una de las pilas	338 m ³ .
volumen de cada corona	8.45 m ³ .

CABALLETES.

Dimensiones.

Caballete No. 1 - de la corona al desplante	17.30 m.
Caballete No. 9 - de la corona al desplante	18.00 m.

MATERIALES.

El cálculo aproximado de las cantidades de materiales para estos caballetes se hará tomando como base otros caballetes

que hayan sido proyectados para las mismas cargas y cuya altura sea aproximadamente igual a la de los caballetes del presente problema. Considerando que estas cantidades varían en razón directa de la potencia 1.5 de la relación de las alturas (relación aproximada, que ya ha sido comprobada) se tiene:

Lista de materiales para un caballete del puente de Sta, Engracia. (altura 16.50 m.)

Fierro de refuerzo 6250 Kg.

Concreto clase "A" 67 m³

Para los caballetes del anteproyecto No. 5 los cantidades de materiales serán:

CABALLETE NO.- 1.

Fierro de refuerzo 6250 $\left(\frac{17.30^{1.5}}{16.50}\right) = 6250 \times 1.073 = 6720 \text{ Kg.}$

Concreto clase "A" 67 $\left(\frac{17.30^{1.5}}{16.50}\right) = 67 \times 1.073 = 72 \text{ m}^3.$

CABALLETE NO.- 2.

Fierro de refuerzo 6250 $\left(\frac{18.00^{1.5}}{16.50}\right) = 6250 \times 1.138 = 7120 \text{ Kg.}$

Concreto clase "A" 67 $\left(\frac{18.00^{1.5}}{16.50}\right) = 67 \times 1.138 = 76 \text{ m}^3.$

Además, cada uno de estos caballetes debe llevar un diafragma para impedir que la tierra de la sub-rasante invada los apoyos de las armaduras.

Las cantidades de materiales para cada uno de estos diafragmas son:

Fierro de refuerzo 139 Kg.

Concreto clase "A" 3.7 m³.

EXCAVACIONES.

La cubicación y el importe de las excavaciones se hizo de la siguiente manera:

Se consideró un talud de 1/2: 1, puesto que las capas del terreno en el lugar de los cruces son muy compactas; el volumen se calculó por capas horizontales de 1 m. de espesor y para el costo se consideraron los precios unitarios siguientes:

<u>Material.</u>	<u>en seco</u>	<u>en agua</u>
Tierra	\$ 0.90 por m ³	\$ 1.90 por m ³ .
Roca suelta	\$ 2.40 por "	\$ 5.60 " "
Roca fija	\$ 3.70 " "	\$ 7.40 " "

Estos precios són hasta una profundidad de 2.75 m. y aumentan \$ 0.30 por cada metro de aumento de la profundidad, cuando es en seco; y \$ 0.50 por cada metro de aumento de la profundidad cuando es en agua.

Por concepto de excavaciones se obtuvo:

Total de excavaciones en seco 4752 m³ que importaron:
\$ 8210.00.

Total de excavaciones en agua 3208 m³ que importaron:
\$ 22173.00

ZAMPEADO.

Este se colocará en los extremos de los terraplenes que derraman por entre las columnas de los caballetes, se hará de 0.50 m. de espesor y se usará mortero de cemento (1:7). Además se prolongará, en toda su periferia inferior, en un dentellón de 1 m. de profundidad.

Cálculo de cantidades para el Zampeado.

Caballote No.- 1. (áreas).

Profundidad 5.70 m.

Amplitud $5.70 \times 1.5 = 8.55$ m.

largo de la generatriz $\sqrt{5.7^2 + 8.55^2} = 10.28$ m.

perímetro de los dos cuartos de cono

$= 3.14 \times 8.55 = 26.86$ m.

área bajo el puente, $10.00 \times 10.28 = \dots\dots\dots 102.8$ m²

" dos cuartos de cono, $1/2 \times 26.86 \times 10.28 = 138.0$ "

áreas laterales, $2 \times 4.00 \times 10.28 = 82.3$ "

área dentellón, $2 \times 4.00 + 10.00 + 26.86 = 44.8$ "

Suma de áreas 367.9 m²

Volumen = $367.9 \times 0.50 = 184$ m³

Caballote No. 9 (áreas).

Profundidad 6.40 m.

Amplitud $6.4 \times 1.5 = 9.60$ m.

largo de la generatriz $\sqrt{6.4^2 + 9.6^2} = 11.54$ m.

perímetro de los dos cuartos de cono

$= 3.14 \times 9.60 = 30.16$ m.

área bajo el puente, $10.00 \times 11.54 = \dots\dots\dots 115.4$ m²

" dos cuartos de cono, $1/2 \times 30.16 \times 11.54 = 174.0$ m²

áreas laterales, $2 \times 4.00 \times 11.54 = 92.2$ "

área dentellón de 1 m. prof. $2 \times 4.00 + 10.00 + 30.16 = 48.2$ "

Suma de áreas 429.8 m²

Volumen = $429.8 \times 0.50 = 215$ m³.

Volumen total del zampeado, incluyendo el dentellón,

$184 + 215 = 399$ m³.

Apreciación de cantidades en la
superestructura.

(Para un tramo de 30 m. de claro).

Acero estructural	33 800 Kg.
Fierro de refuerzo para la losa del piso . . .	3 450 "
Concreto clase "A" para la losa del piso. . . .	33 m3.

(datos tomados de los Proyectos Tipo de la D.N.C.)

RESUMEN DE CANTIDADES.

Excavaciones en seco	4752 m3.
Excavaciones en agua	3208 "
<u>Mampostería de 3a. clase.</u>	
Pilas, 7 x 338 =	2366 "
<u>Concreto clase "C"</u>	
Corona pilas - 7 x 8.45 =	59.15 m3.
<u>Concreto clase "A"</u>	
Subestructura 72 + 76 + 2 x 3.7 = 155.4 m3	} 419.4 m3
Superestructura 8 x 33 = 264.0 "	
<u>Fierro de Refuerzo.</u>	
Subestructura 6720 + 7120 + 2 x 139 = 14188 kg.	} ...41718 kg.
Superestructura 8 x 3450 = 27600 "	
Acero estructural 8 x 33 800	270400 kg.
Zampeado	399 m3.

P R E S U P U E S T O.

CONCEPTO.	CANTIDAD.	UNID.	PRECIO UNITARIO.	COSTO.
Excavaciones en seco.	4752	m3	varios	\$ 8210
Excavaciones en agua.	3208	m3	"	" 22173
Mampostería de 3a.	2366	m3	\$ 32.00	" 75750
Concreto clase "C"	59.15	m3	" 75.00	" 4440
Concreto clase "A"	419.40	m3	" 90.00	" 37750
Fierro de refuerzo	41718	Kg.	" 0.65	" 27100
Acero estructural	270400	"	" 0.75	" 202800
Zampeado.	399	m3	" 19.00	" 7581

S U M A \$ 385804

Imprevistos 10 % " 38580

S U M A \$ 424384

Ingeniería y Admón. 5 % ... " 21219

S U M A \$ 445603

costo capitalizado de conservación $\frac{270.4 \times 6}{0.08}$ 20280

Costo del Puente incluyendo Conservación \$ 465883

NOTA:-

El costo de conservación es por concepto de la pintura del acero estructural y este asciende aproximadamente a \$ 6.00 por tonelada y por año; el interés comercial se ha puesto a un tipo de 8 % anual.

Siguiendo el mismo procedimiento se calcularon todos los anteproyectos cuyos resultados se tabulan abajo con objeto de facilitar su comparación.

T A B L A C O M P A R A T I V A D E A N T E-
P R O Y E C T O.

No.	No. de tramos.	Longitud		Cruce E. Carranza		Nuevo Cruce.	
		del tramo	del puente	Vel. baj. el Pte.	Costo	Vel. baj. el Pte.	Costo.
1	4	60 m.	241.95 m.	5.02 m/s	\$ 560000	5.36 m/s	\$ 532000
2	5	50 "	252.61 "	4.81 "	" 518000	5.11 "	" 516000
3	6	40 "	242.50 "	4.90 "	" 480000	5.16 "	" 479000
4	7	35 "	248.00 "	4.89 "	" 482000	5.25 "	" 462000
5	8	30 "	243.16 "	5.07 "	" 466000	5.33 "	" 472000
6	10	25 "	253.60 "	4.91 "	" 477000	5.24 "	" 446000

Para todos estos anteproyectos el espacio libre vertical es de 2.00 m.

Los anteproyectos de 10 tramos de 25 m. se hicieron solamente para obtener otro punto de la curva "Costos-Número de Tramos" puesto que la separación mínima entre pilas quedó ya fijado en 30 m.

Comparación de Anteproyectos.

Esta se hará bajo los puntos de vista Técnico y Económico.

Desde el punto de vista técnico, por lo que respecta a las condiciones hidráulicas, éstas son mejores en el Nuevo Cruce - que en el Cruce E. Carranza., puesto que la probabilidad de que disminuya el área hidráulica en el primero es mucho menor que - en el segundo; además, el alineamiento del río es mejor también en el primero que en el segundo. El único inconveniente hidráulico del Nuevo Cruce con respecto al otro cruce, es que la velocidad bajo el puente es un poco mayor en el primero.

Por lo que respecta a la cimentación ésta es algo mejor en

el Cruce E. Carranza, donde se desplanta sobre capas de roca -- gris y choy negro, mientras que en el Cruce de aguas arriba -- las pilas de la márgen derecha están desplantadas en una capa de conglomerado que es, sin embargo un buen lecho de cimenta-- ción aunque no admite las mismas fatigas que la roca.

Por lo que hace al punto de viata económico, los antepro-- yectos para el Nuevo Cruce son ligeramente más baratos (con ex-- cepción del No. 5) que los del cruce E. Carranza, pero esta di-- ferencia en costo se acentúa con el monto de las indemnizacio-- nes de las casas o con el costo del viaducto, que, como se di-- jo antes son gastos adicionales que trae consigo la construc-- ción del acceso norte del puente en el Cruce E. Carranza.

En conclusión:-

1ª.- Los ante-proyectos del Nuevo Cruce, en términos gene-- rales, son técnicamente superiores a los anteproyectos del Cru-- ce E. Carranza.

2ª.- La diferencia de costos es favorable al Nuevo Cruce, pero sin ser éste un punto decisivo puesto que el ahorro obte-- nido es una cantidad pequeña.

Como se vé estas conclusiones reafirman la elección del -- Nuevo Cruce, que ya arriba se hizo.

Puesto que la velocidad media bajo el puente, para los -- cinco primeros anteproyectos del Nuevo Cruce es aproximadamen-- te la misma, se elegirá el más económico de estos, que es el -- Núm. 4, como Tipo de Puente.

V PROYECTO DETALLADO.

El puente consistirá en: -

SUPERESTRUCTURA.- Siete armaduras metálicas, tipo Pratt, de 35 m. de longitud.

SUBESTRUCTURA.- Dos caballetes extremos de concreto armado y seis pilas de mampostería de 3a. clase.

En este capítulo sólo se tratarán los siguientes puntos:

- a).- Cálculo analítico de los esfuerzos máximo y mínimo a que estarán sujetas las piezas de una armadura.
- b).- Cálculo de los momentos flexionantes que deberá soportar un caballete extremo.
- c).- Proyecto de una pila de mampostería.
- d).- Presupuesto general de la obra.

a).- Cálculo de los esfuerzos máximo y mínimo a que estarán sujetas las piezas de una armadura tipo Pratt de 35 m. de longitud.

Dimensiones.-

Tomaré las dimensiones usadas por la D. N. C. en esta clase de armaduras.

longitud 35 m.

peralte 6.25 m.

ancho de la calzada 5.20 m.

Esta armadura está dividida en siete tableros de 5.00 m. cada uno (ver fig. 4) y aunque según las especificaciones de la A. A. S. H. O. Cada faja de circulación debe tener 2.75 m. de ancho, considerará el puente como de dos fajas de circulación

Cargas.-

Las cargas con que se debe calcular los esfuerzos de las piezas de la armadura son:

Carga muerta; debido al peso de la armadura y sistema de piso.

Carga viva, la H-15 que ya se indicó como carga tipo de este puente (ver figs. 2 y 3).

Impacto, 30 % de la carga viva.

Empuje del viento, la acción de éste se reparte principalmente en los portales y en el contraventeo horizontal, elementos que no se calculan en el presente trabajo.

Carga Muerta.

Acero estructural	42 000 Kg.
Concreto del piso 38.3 x 2400-92	000 "
Fierro de refuerzo . . .	4 000 "
T o t a l . . .	138 000 Kg.

Carga muerta correspondiente a una sola armadura

$$= \frac{138}{2} = 69 \text{ ton, o sea } 1.97 \text{ ton por m. lineal de armadura.}$$

Supondré que a cada nudo intermedio corresponde una carga concentrada de $1.97 \times 5 = 9.85 \text{ ton}$; a cada nudo extremo corresponderá la mitad de esta carga, pero las concentraciones de los muros extremos no intervienen en los esfuerzos de las piezas de la armadura puesto que la reacciones de los apoyos tienen la misma línea de acción que éstas.

Carga Viva.

De las especificaciones de la A. A. S. H. O. para la carga H-15 (ver fig. 3) se tiene lo siguiente:

Carga equivalente.-

Una carga uniformemente repartida de 714 Kg. por m. lineal de faja de circulación y una carga concentrada de 6123 Kg. colocada en cualquier punto que esté ocupado por la carga uniforme. Siendo el puente de dos fajas de circulación se tiene una carga viva de 714×5 igual a 3.57 ton. por nudo intermedio y además la carga concentrada de posición variable.

Debido al impacto la carga viva se incrementa en un 30 %, quedando:

Carga concentrada para cada nudo intermedio = 3.57×1.30 igual a 4.64 ton; carga concentrada de posición variable $6.12 \times 1.30 = 7.95$ ton.

Esfuerzos.

Se hizo el cálculo de éstos analíticamente procediendo -- por nudos sucesivos.

En la fig. No. 4 aparecen los coeficientes y los esfuerzos de cada pieza debidos a la carga muerta solamente.

En la fig. No. 5 aparecen los coeficientes de los esfuerzos en las piezas debidos a una carga P, que sucesivamente se coloca bajo cada uno de los nudos intermedios, correspondiendo el coeficiente superior a la posición extrema izquierda de la carga.

Para obtener los esfuerzos en las piezas, los coeficientes respectivos (de la fig. 5) se deben multiplicar:

- por $1/7 P \operatorname{tg} \theta$, los de las cuerdas.
- por $1/7 P \operatorname{sec} \theta$, los de las diagonales.
- por $1/7 P$, los de las piezas verticales.

El tablero central tiene dos diagonales pero como éstas -- solo trabajan a la tensión, su trabajo es alternativo.

De los coeficientes de esta misma fig. 5, se deducen las condiciones para el máximo y mínimo esfuerzo en una pieza determinada de la armadura.

Los esfuerzos mínimos, en las cuerdas, se verifican cuando no está cargada la armadura y son debidas sólo a la carga muerta.

Los esfuerzos mínimos en los montantes y diagonales de un tablero se verifican cuando el segmento menor en que éste divide a la armadura está cargado.

Los esfuerzos máximos, en las cuerdas, ocurren cuando todos los nudos están cargados..

En las diagonales y montantes de un tablero se verifica el máximo esfuerzo cuando el segmento mayor, en que éste tablero divide a la armadura, está cargado,

En la fig. 6. se ha hecho la combinación de los esfuerzos para obtener los máximos y mínimos, correspondiendo de arriba hacia abajo a la carga muerta, carga viva uniformemente repartida y carga viva concentrada, incluyendo en estas dos últimas el impacto correspondiente.

b).- Cálculo de los momentos flexionantes que deberá soportar un caballete extremo.

Los caballetes extremos serán marcos rígidos de concreto armado y tendrán la forma indicada en el croquis de la fig. 7.

Dimensiones.

Elevación de la corona	343.63
elevación desplante caballete No. 1.	328.00
elevación desplante caballete No. 8.	327.00

Por consiguiente:

Altura caballete No. 1 15.63 m.

" " No. 8 16.63 m.

Separación del eje de las columnas en cada Caballete --
6.04 m.

Cargas.

Carga Muerta.- Sobre un apoyo, igual a $\frac{138}{4}$ igual a 34.5
ton. (ver cálculo de los esfuerzos de la armadura).

Carga Viva, obrando sobre un apoyo.-

0.714 x 17.5 + 6.12 igual 18.62 Ton.

Impacto 0.30 x 18.62 igual 5.59 "

24.21 Ton.

Carga sobre un apoyo:

Muerta + Viva + Impacto 58.71 ton.

Esfuerzo por Temperatura.

Coeficiente de fricción 0.10

Con carga muerta 0.1 x 34.50 3.45 Ton.

Con carga M + V + I. 0.1 x 58.71 5.87 "

Empuje del Viento.

Se calculará éste de acuerdo con las especificaciones de la D. N. C. que establecen: para la cuerda superior 225 Kg/m y para la cuerda inferior 450 Kg/m.

La presión del viento sobre la armadura que se transmite al caballete es:

Cuerda superior 225 x 12.5 igual 2 800 Kg.

Carga inferior 450 x 17.5 " 7 900 "

S u m a. 10 700 Kg.

El empuje de la tierra sobre el diafragma es otra fuerza que está obrando directamente en el caballete. Este empuje pue

de ser simple o con sobre-carga, su línea de acción es paralela a la Línea de Centro del camino.

Casos más desfavorables de carga:

1ª.

Carga muerta	}	Verticales.
Carga viva		
Impacto		

Empuje de tierra	}	Horizontales en el sentido del eje del camino.
con sobre-carga		
Temperatura		

2ª.

Carga muerta Vertical

Empuje de tierra	}	Horizontales en el sentido del eje del camino.
sin sobre-carga		
Temperatura		

Viento Horizontal normal al eje del camino.

En el primer caso las fuerzas horizontales solamente obran en el sentido del eje del camino y el caballete trabaja como un simple cantiliver con compresión.

En el segundo caso hay una fuerza horizontal normal al eje del camino que es el empuje del viento; esta fuerza hace trabajar al caballete como marco rígido.

Siendo el primer caso bastante sencillo de resolver se discutirá solamente el segundo.

El empuje del viento sobre la armadura tiene una línea de acción situada entre las dos cuerdas de la armadura, pero este

empuje puede ser trasladado hasta la corona del caballete mediante un par de transporte, originando por consiguiente una disminución de la compresión en la columna del lado del viento y un aumento de compresión en la columna del lado opuesto al viento.

Siendo la altura de los caballetes 15.63 m. y 16.63 m., respectivamente, se harán estos con tres travesaños horizontales como se indica en el croquis de la fig. núm 7 y además llevarán zapatas de cimentación con el área suficiente para que la fatiga del terreno quede dentro de los límites aceptados como carga de trabajo. El travesaño inferior debe estar un poco más alto que el desplante de las zapatas para que no sufra la reacción del terreno.

Momentos flexionantes que produce el viento
en el caballete No. 8.

Se empleará el método de Cross para el cálculo de los momentos. Para esto se comienza por suponer las rigideces relativas de las diversas piezas del caballete y una vez que se tienen los momentos finales se vé, si al proporcionar las piezas capaces de resitirlos, las rigideces relativas de las mismas corresponden a las supuestas; de lo contrario se hará otra distribución de momentos con las nuevas rigideces encontradas.

Para el presente caso supondré las siguientes rigideces relativas:

Para las piezas horizontales rigidez proporcional a 1
 " " " verticales " " " 2

Momentos originales.

Para hacer la distribución de momentos se comienza por su

poner que los travesaños son de una rigidez muy grande, o lo que es lo mismo, que hay empotramiento en todos los nudos. El empuje del viento, calculado arriba, (10 700 Kg.) se reparte por partes iguales en las dos columnas del caballete. Debido al empotramiento de los nudos las piezas AC, CE, BD y DF toman un momento positivo en el extremo de arriba y un momento negativo pero del mismo valor absoluto en el extremo inferior, el valor absoluto de estos momentos es

$$\frac{1}{2} \times \frac{10\ 700}{2} \times \frac{15.63}{2} \text{ igual a } 20\ 900 \text{ Kg.m. o sea } 21 \text{ Ton. m.}$$

aproximadamente.

Una vez hecha la distribución de los momentos, como se vé en la fig. No. 7 se verifica que la suma del esfuerzo cortante de las dos columnas sea igual al empuje del viento, para lo cual habrá que aumentar o disminuir todos los momentos proporcionalmente. Estos momentos que verifican el esfuerzo cortante son los verdaderos.

c).- Proyecto de una pila, tipo gravedad, de Mampostería de 3a. clase.

Consideré el caso de la pila No. 6.

La altura de la pila es 17.13 m., puesto que se tiene: cota de la corona 343.63, cota desplante 326.50. Para proporcionar una pila con esta altura supondré las siguientes dimensiones:

Corona.-
 espesor 0.70 m.
 ancho 1.70 m.
 largo 6.88 m.

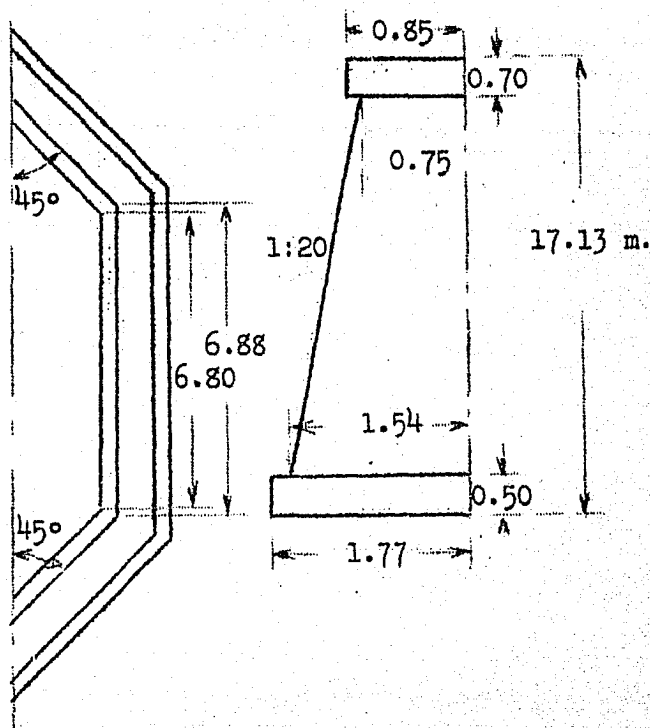
Sub-corona.--

ancho 1.50

largo 6.80

Taludes de las caras laterales 1 : 20

El desplante se hará con una ampliación de base de 0.50 m. de espesor como se indica en la figura adjunta.



Haciendo la cubica ción se tiene:

Volumen de la pila 323 m³

Volumen de la corona 9.20 m³

Fuerzas permanentes que obran sobre la pila.--

(Suponiendo el río con aguas máximas extraordinarias).

1^a.-- Verticales.

Peso de la superestructura	138.05 Ton.
Peso propio de la pila 323 x 2.2 + 9.2 x 2.4 . .	732.10 "
Peso del agua en las caras laterales de la pila.	57.20 "
Sub-presión (wAhc = 1 x 33.3 x 14.25 x 0.50)	237.00 "
Peso de la tierra en el borde del cimiento y taludes de las caras de las pilas.	100,00 "
Reacción vertical del terreno (fatiga admisible 6 á 8 Kg/cm ²)	

2^a.-- Horizontales.

Empuje dinámico del agua = 1.05 x 16 =	16.8 Ton
Reacciones horizontales del terreno (fricción Z = 0.5)	
Fricción del terreno con las caras laterales de la pila.	

Además obran también sobre la pila cargas no permanentes cuyo efecto debe sumarse a las cargas permanentes. Sería un caso muy remoto que estas cargas no permanentes se presentaran todas simultaneamente y lo que generalmente se hace, para el análisis estático de una pila, es considerar que se presentan las siguientes combinaciones de carga.

1ª.- Carga viva en los dos tramos, fricción en los apoyos y tracción.

2ª.- Carga viva en un solo tramo, fricción en los apoyos y tracción.

3ª.- Sin carga viva, pero con viento, normal o tangencial al eje mayor. (Para este caso se considerará el río en época de estiaje y el viento tangencial al eje mayor).

1a.- Combinación de carga.

Carga viva en ambos tramos	67.69 Ton
Fricción en los apoyos	6.42 "
Tracción (aplicada 1.20 m. sobre la rasante). . .	5.885 "

Para que subsista el equilibrio se deben cumplir las tres condiciones siguientes:

a).- Que no se produzca una fatiga en el terreno superior a la fatiga de trabajo recomendada.

b).- Que no se deslice.

c).- Que no haya volteamiento.

Las fatigas máxima y mínima que origina la pila se obtienen por la siguiente fórmula:

$$f = \frac{P}{A} \pm \frac{M'v'}{I'} \pm \frac{M''v''}{I''}$$

$$P = 138.05 + 732.10 + 57.20 - 237.00 + 100.00 + 67.69 = 858.04 \text{ Ton.}$$

$$\frac{P}{A} = \frac{858040}{333000} = 2.61 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$M' = 5.885 \times 19.58 + 6.42 \times 17.13 = 225 \text{ Ton. m.} = 22500000 \text{ Kgcm.}$$

$$V' = 177 \text{ cm.}$$

$$I' = 3147000000 \text{ cm}^4$$

$$\frac{M'v'}{I'} = \frac{22500000 \times 177}{3147000000} = 1.27 \text{ Kg/cm}^2$$

$$M'' = 16.8 \times 11.72 + 237 \times 1.87 = 639 \text{ Ton.m.} = 63900000 \text{ kgcm.}$$

$$V'' = 382 \text{ cm.}$$

$$I'' = 28879000000 \text{ cm}^4$$

$$\frac{M''v''}{I''} = \frac{63900000 \times 382}{28879000000} = 0.85 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f \text{ (máxima)} = 2.61 + 1.27 + 0.85 = 4.73 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (compresión).}$$

$$f \text{ (mínima)} = 2.61 - 1.27 - 0.85 = 0.49 \text{ " (")}.$$

Para que no haya deslizamiento se necesita que $\frac{H}{V} \leq Z$

$$\begin{aligned} H &= 16.8 \text{ Ton} & H &= 16.8 \\ V &= 858.04 \text{ Ton.} & \frac{H}{V} &= \frac{16.8}{858.04} = 0.0196 \end{aligned}$$

Para mampostería sobre grava $Z = 0.5$; por consiguiente - queda cumplida esta condición con un amplio margen de seguridad.

Para que no haya volteamiento en ninguno de los sentidos de los dos ejes de la pila, se debe tener:

$$\begin{aligned} M'_V &\leq M'_R & \text{y} & & M''_V &\leq M''_R & M'_V &= 225 \text{ ton. m.} \\ & & & & & & M'_R &= 1520 \text{ ton. m.} \\ M''_V &= 197 + 237 \times 5.61 = 1524 \text{ Ton. m.} \\ M''_R &= 1095.04 \times 3.74 = 4100 \text{ Ton. m.} \end{aligned}$$

Las dos últimas condiciones quedan ampliamente cumplidas.

2a.- Combinación de carga.-

Carga viva en un tramo	42.69 Ton
Fricción en los apoyos	7.72 "
Tracción	3.385 "

Fatigas máximas y mínima en el terreno.-

$$P = 138.05 + 732.10 + 57.20 - 237 + 100 + 42.69 = 833.04 \text{ Ton.}$$

$$P = 833040$$

$$A = \frac{833040}{333000} = 2.50 \text{ Kg/cm}^2$$

$$M' = 3.385 \times 19.58 + 7.72 \times 17.13 + 42.69 \times 0.25 = 208.97 \text{ Ton. m.}$$

$$= 20897000 \text{ Kgom.}$$

$$\frac{M'v'}{I'} = \frac{20897000 \times 177}{3147000000} = 1.18 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\frac{M''v''}{I''} = 0.85 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (igual que en la combinación anterior).}$$

$$f \text{ (Máxima)} = 2.50 + 1.18 + 0.85 = 4.53 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (compresión)}$$

$$f \text{ (mínima)} = 2.50 - 1.18 - 0.85 = 0.47 \text{ kg/cm}^2 \text{ (compresión)}$$

Fatigas que quedan dentro de los límites de trabajo del terreno.

Deslizamiento.-

$$H = 16.8 \text{ Ton ; } V = 833.04 \text{ Ton.}$$

$$\frac{H}{V} = \frac{16.8}{833.04} = 0.0202 \text{ , por consiguiente no se}$$

produce el deslizamiento.

Volteamiento.-

$$M_v^I = 198.30 + 420.00 = 618.30 \text{ Ton.m.}$$

$$M_r^I = 1818.00 + 64.90 = 1882.90 \text{ Ton.m.}$$

$$M_v^{II} = 1524 \text{ Ton.m. (igual que en el caso anterior).}$$

$$M_r^{II} = 1070.04 \times 3.74 = 4000 \text{ Ton. m..}$$

Los momentos arriba calculados demuestran que no se produce volteamiento en ninguno de los dos sentidos de los ejes de la pila.

3a. Combinación de carga.-

Empuje del viento normal al eje menor de la pila:

en las armaduras 21.35 Ton. á 19.28 m. sobre el plano desplante
en la pila . . . 2.10 Ton. á 11.89 m " " "

Fricción en los apoyos 3.45 Ton.

Fatigas máxima y mínima en el terreno:

$$P = 138.05 + 732.10 + 100.00 = 970.15 \text{ Ton.}$$

$$P = 970150$$
$$- = \frac{\quad}{333000} = 2.91 \text{ Kg/cm}^2$$
$$A = 333000$$

$$M' = 59.10 \text{ Ton. m.} = 5910000 \text{ Kgcm.}$$

$$\frac{M'v'}{I'} = \frac{5910000 \times 177}{3147000000} = 0.33 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$M'' = 412 + 25 = 437 \text{ Ton. m.} = 43700000 \text{ Kgcm.}$$

$$\frac{M''v''}{I''} = \frac{43700000 \times 382}{28879000000} = 0.58 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f \text{ (máxima)} = 2.91 + 0.33 + 0.58 = 3.82 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (compresión).}$$

$$f \text{ (mínima)} = 2.91 - 0.33 - 0.58 = 2.00 \text{ " " " "}$$

Las fatigas, en este caso, también quedan dentro de los límites admisibles.

Deslizamiento.-

$$H = 23.45 \text{ Ton.} \quad H = 23.45$$
$$V = 970.15 \text{ Ton} \quad V = 970.15$$
$$\frac{H}{V} = \frac{23.45}{970.15} = 0.0242$$

Por consiguiente no se produce deslizamiento.

Volteamiento.-

$$M'_V = \dots \dots \dots 59.10 \text{ Ton. m.}$$

$$M'_r = 970.15 \times 1.77 = 1720.00 \text{ Ton. m.}$$

$$M''_v = 437 \text{ Ton. m.}$$

$$M''_r = 970.15 \times 3.74 = 3630 \text{ Ton. m.}$$

El volteamiento tampoco se produce en este caso, quedando además, un amplio margen de seguridad.

El análisis que se ha hecho arriba se refiere solamente a la sección de desplante. En la misma forma deberán cumplirse las condiciones de equilibrio para cualquier porción de la pila, debiendo hacerse un análisis estático semejante para cada una de las siguientes secciones:

1ª. - Superficie de la corona.

2ª.- Sub-corona.

3ª. - Secciones donde haya ensanchamientos o cambios de talud.

4ª. - Secciones intermedias, separadas de 3 m. á 5 m, cuando el cuerpo de la pila sea suficientemente grande.

5ª. - Base de la cimentación.

Una vez verificado el equilibrio en esta forma y llenando la pila los requisitos hidráulicos, económicos y estéticos se tiene el proyecto definitivo de la pila.

d).- Presupuesto general de la Obra.

El desarrollo detallado del proyecto del puente, que se ha hecho en la forma indicada arriba para cada uno de los elementos principales del mismo, proporciona las cantidades de materiales necesarios para la sub-estructura y la superestructura y proporciona, también, la estimación del movimiento de tierra que se debe hacer para el desplante de la sub-estructura,

A continuación se pone el resumen de esas cantidades, in-

cluyendo también el concepto de terracerías.

Resumen de cantidades.-

Excavaciones en seco:-

Volumen 4846 m³
 Costo(precio unitario variable)..... \$ 8927

Excavaciones en agua:-

Volumen 1984 m³
 Costo(precio unitario variable) \$ 14862

Mampostería de 3a. clase.-

Pila No. 2 373 m³
 Pila No. 3 342 "
 Pilas No. 4 y No. 5 590 "
 Pilas No. 6 y No. 7 646 "
 T o t a l. 1951 m³

Concreto clase "C":-

Para una corona 9.20 m³
 Para las 6 coronas: . . 9.20 x 6 = 55.2 m³

Concreto clase "A" :-

Para el piso de un tramo 38.3 m³
 Piso de 7 tramos = 38.3 x 7 = 268.1 m³
 Caballete No. 1 65.7 "
 Caballete No. 8 71.7 "
 T o t a l. 405.5 m³

Fierro de refuerzo:-

Para el piso de un tramo 4052 Kg.

Piso de 7 tramos $4052 \times 7 = 28364$ Kg.
 Caballete No. 1 5909 "
 Caballete No. 8 6469 "

 T o t a l. 40742 Kg.

Acero estructural:-

Para un tramo de 35 m. 42000 Kg.

Para 7 tramos $42000 \times 7 = 294000$ Kg.

Zampeado:

En el extremo del Caballete No. 1 . . . 253 m³

En el extremo del Caballete No. 8 .. 253 m³

T o t a l. -----
506 m³

Con el resumen de cantidades anterior y con los precios unitarios adecuados, o fijados de antemano (para este caso se tomaron los precios unitarios del Contrato de la "Compañía Constructora y Pavimentadora S. A.") se llega al siguiente Presupuesto general del Puente.

PRESUPUESTO GENERAL.

Concepto	Cantidad	Und.	P.U.	Costo
Excavaciones en seco	4846	m ³	varios	\$ 8927
Excavaciones en agua	1984	"	"	" 14862
Mampostería de 3a. clase	1951	"	\$ 32.00	" 62432
Concreto clase "C"	55.2	"	" 75.00	" 4140
Concreto clase "A"	405.5	"	" 90.00	" 36495
Fierro de refuerzo	40742	Kg.	" 0.65	" 26482
Acero estructural	294000	"	" 0.75	\$ 220500
Zampeado	506	m ³	" 19.00	" 9614

SUMA..... \$ 383452

Imprevistos 10 % " 38345

\$ 421797

Ingeniería y Admón. 5 % 21090

\$ 442887

De la hoja No. 47 \$ 442887

Costo capitalizado de conservación $\frac{294 \times 6}{0.08} =$ 22050

Costo del Puente, incluyendo conservación. \$ 464937

VI PROCEDIMIENTO DE CONSTRUCCION.

Para la construcción de cualquier puente deben tenerse en consideración las siguientes precauciones:

1ª.- Antes de iniciar las excavaciones para llegar a las capas de desplante deberán estudiarse detenidamente los planos de construcción, observando la disposición de cada uno de los elementos de la obra y checando las cantidades de materiales.

2ª.- Se formulará un programa de trabajo ajustándose al tiempo que dure la época de estiaje para terminar en ese tiempo la subestructura, o cuando menos parte de la subestructura. La fuerza disponible, el equipo, los medios de comunicación y el transporte de materiales, son puntos muy importantes para la correcta formulación de este programa de trabajo.

3ª.- Periódicamente haganse reportes mostrando el avance del trabajo, la fuerza y el equipo empleados y llévase una cuidadosa cuenta de gastos con objeto de obtener los costos unitarios reales.

Para el caso particular de que me ocupo, en primer lugar se procurará disminuir el tirante de aguas mínimas haciendo una canalización en el fondo del cauce que facilite la salida del agua que retiene la presa, por el desfogue de la misma.

Una vez disminuidas las aguas mínimas hasta donde sea posible se construirán dos pequeñas ataguías encerrando los lugares en que se harán las excavaciones de las pilas No. 2 y No. 3; para las restantes pilas y los caballetes no se necesita ataguía.

Se dispondrá de un equipo de bombeo de capacidad suficiente para achicar el agua de filtración. Las excavaciones se ha

rán con equipo mecánico o a mano, dependiendo esto de la dureza del terreno y del rendimiento de cada uno de estos procedimientos. Cabe hacer notar aquí que el desplante definitivo de las pilas y caballetes será fijado por el Ing. residente de la obra puesto que las capas del subsuelo pueden tener ondulaciones que no son acusadas por los sondeos, o bien puede suceder que por causa de su resistencia se adopte otra capa para desplantar sobre ella.

Habiendo alcanzado la cota definitiva de desplante se comenzará la construcción de las pilas, llevándolas hasta una altura tal que las aguas máximas ordinarias no alcancen a dañarlas, para poder terminarlas después sin correr el riesgo de estas avenidas. Para la construcción de los caballetes se tomarán, además, todas las precauciones para el buen colado del concreto.

Una vez terminada la subestructura se construirá una obra falsa de madera para la erección de las armaduras. Esta obra falsa tendrá un piso de trabajo unos dos metros más ancho que la separación entre los ejes de las armaduras y unos ochenta centímetros más abajo que las partes inferiores de las armaduras con objeto de permitir el remachado o el entivado por la parte inferior de las mismas. La obra falsa se proyectará con suficiente resistencia para soportar todo el peso del acero estructural y también será capaz de resistir pequeñas avenidas del río.

Quando el concreto de las coronas haya fraguado completamente y el empotramiento de los pernos de anclaje de las placas de apoyo sea rígido, se comenzará la erección del acero.

Previamente se habrá hecho un recuento de todas las piezas de cada armadura, verificando sus longitudes, observando minuciosamente sus marcas (en caso de estar marcadas) y la correcta coincidencia de los agujeros para el remachado. La erección siempre se comenzará por el apoyo fijo.

Para el montaje de las armaduras siempre se contará con cierto número de obreros especializados en esta clase de trabajo y con un equipo formado principalmente por grúas o postes de montaje, poleas diferenciales, poleas simples, cables, gatos, palancas, etc. El remachado generalmente se hace con equipo neumático.

Debido a que durante la erección algunas piezas tienen que soportar esfuerzos suplementarios, se procurará hacer la maniobra con la mayor rapidez posible a fin de evitar esto.

El buen criterio de quién dirija la maniobra será un factor muy importante para el correcto avance y terminación del montaje,

Por último se colocarán las formas y el fierro de refuerzo para colar la losa del piso.

México, D. F. Noviembre de 1940.

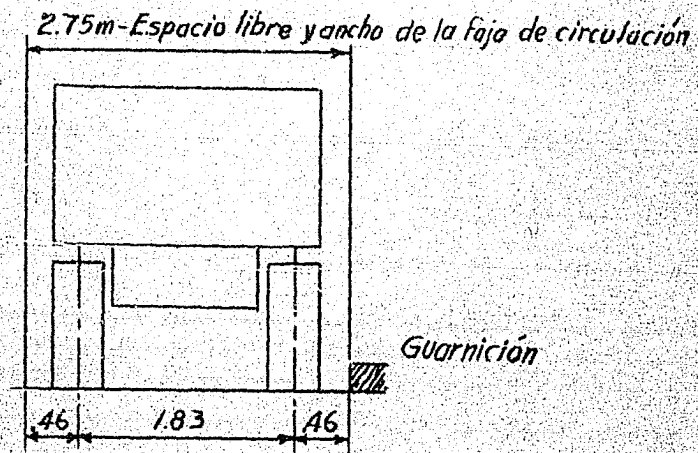
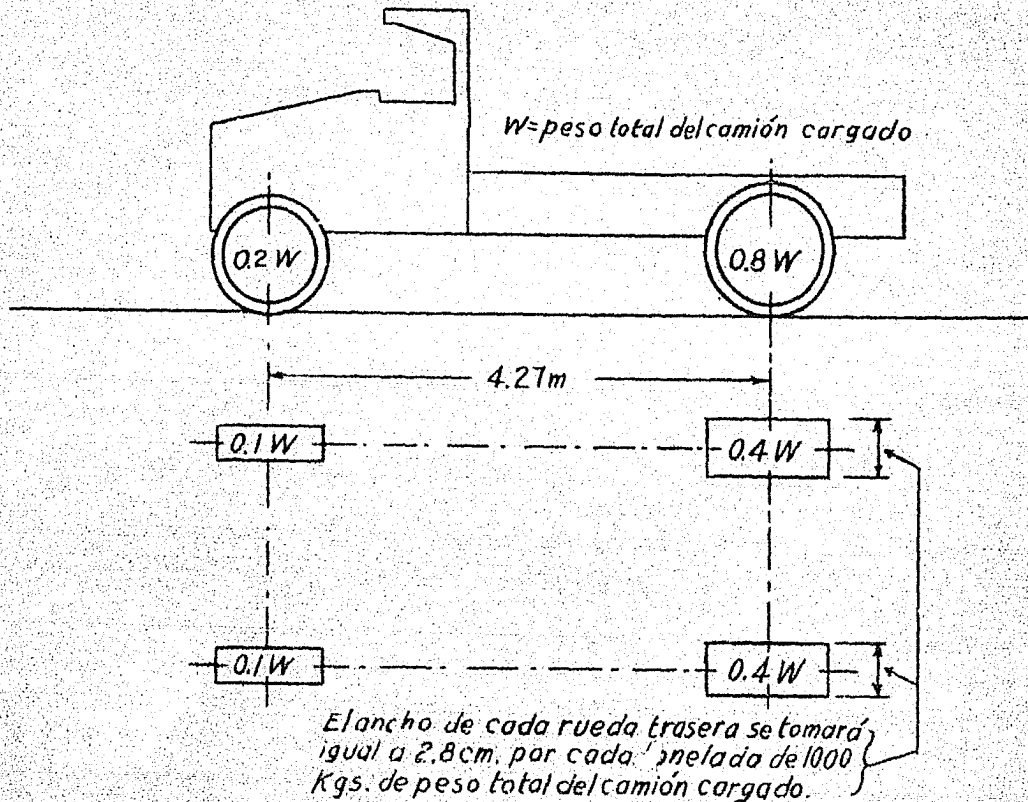


Fernando de la Parra.

I N D I C E.

	Pag.
Antecedentes.	1
I.- Datos tomados en el campo.	4
Datos Topográficos.	4
Datos hidráulicos.	5
Datos geológicos.	6
Datos de construcción.	6
II.- Estudios de oficina.	7
Estudios hidráulicos.	7
Costo de construcción del camino por cada trazo.	12
III.- Elección del cruce.	14
Punto de vista técnico.	14
" " económico.	15
" " de las conveniencias locales	16
IV.- Elección del tipo de puente	18
Características de la corriente.	18
Necesidades de tránsito	19
Consideraciones arquitectónicas.	20
Características del puente.	20
Anteproyectos.	21
Comparación de anteproyectos.	30
V.- Proyecto detallado.	32
Cálculo de los esfuerzos en una armadura.	32
Cálculo de los momentos flexionantes a que estará sujeto el caballete No. 8.	35
Proyecto de una pila tipo gravedad.	39
Presupuesto general de la obra.	45
VI.- Procedimiento de construcción.	49

ESPECIFICACIONES DE LA A.A.S.H.O.



Camión
Fig. 1

U.N.A.M.
Tesis Profesional.
Fernando de la Parra

ESPECIFICACIONES DE LA A.A.S.H.O.

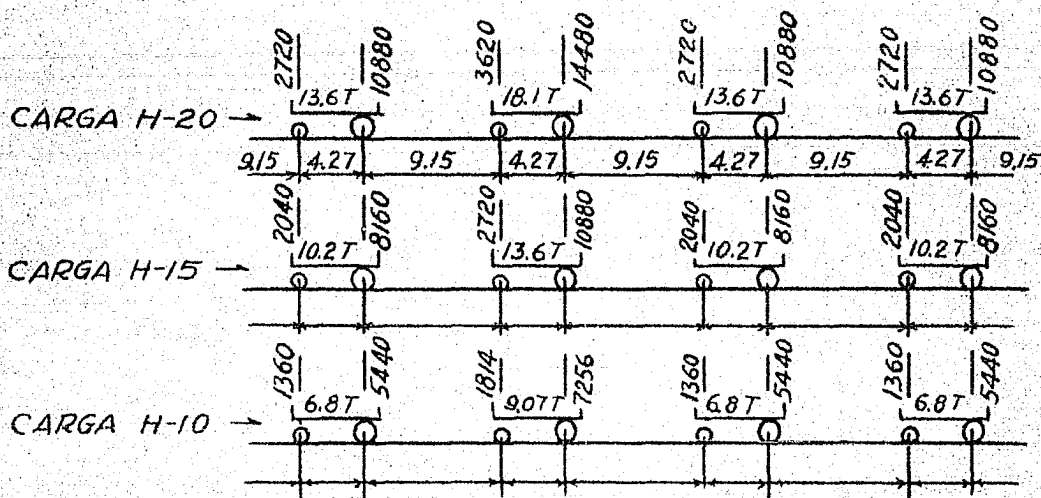


FIG. 2-CARGAS DE TRENES DE CAMIONES

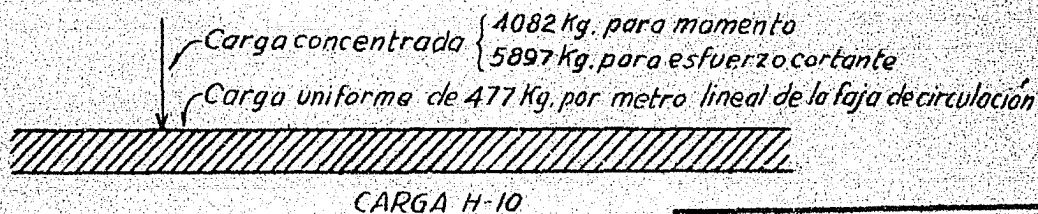
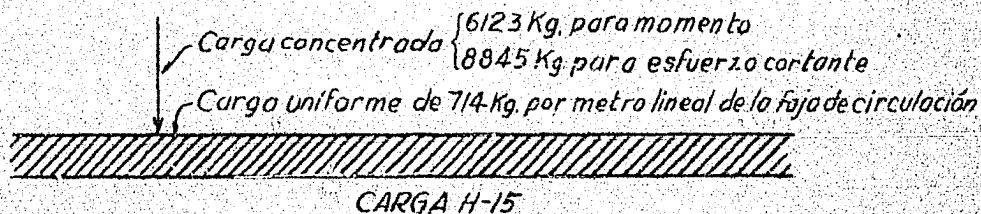
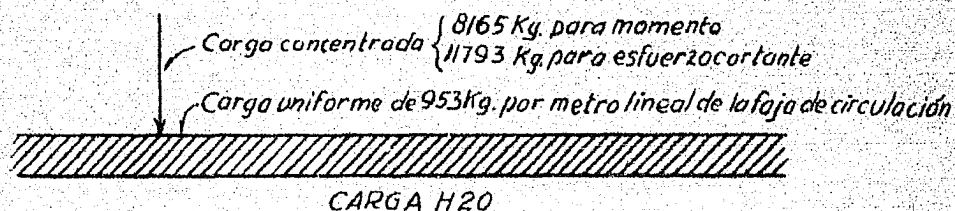
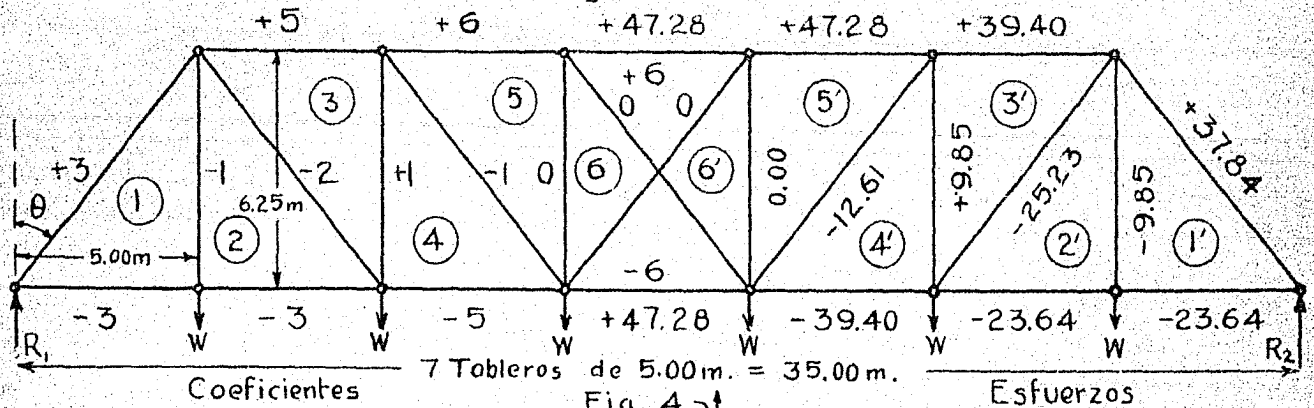


FIG. 3- CARGAS EQUIVALENTES

U.N.A.M.
Tesis Profesional
Fernando de la Parra

Carga Muerta.

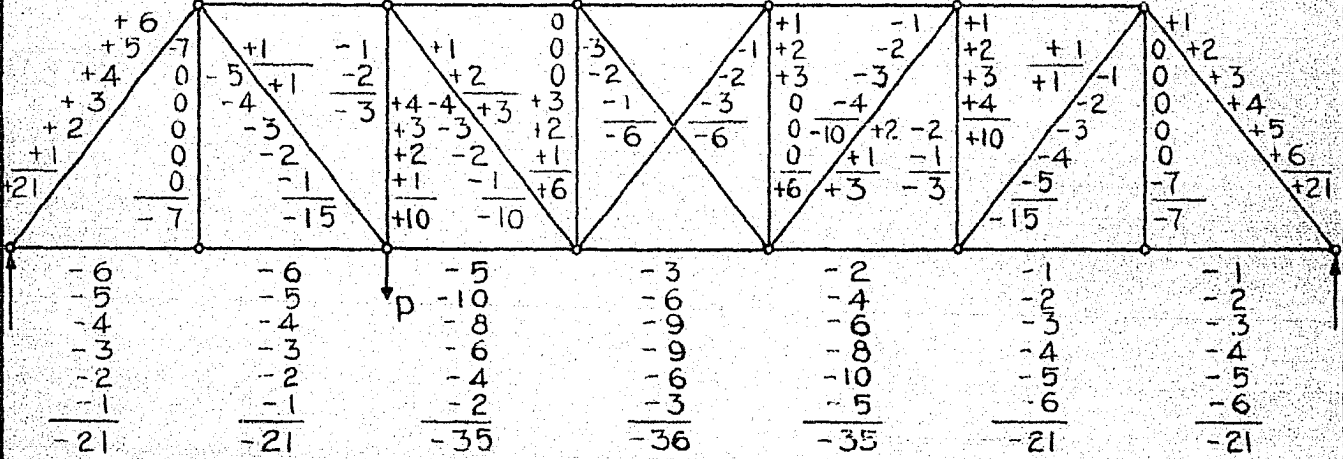


Coefficientes

Fig. 4

Esfuerzos

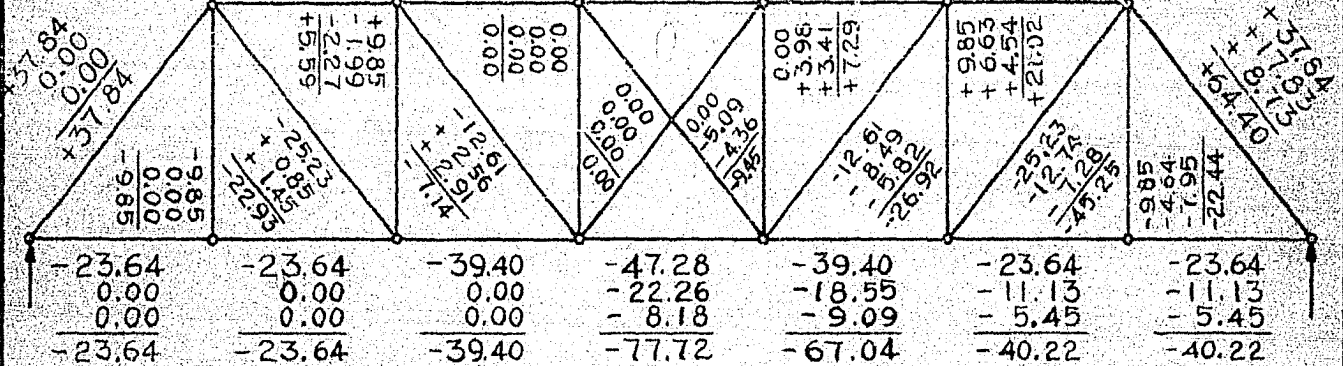
+ 5	+ 4	+ 4	+ 3	+ 2
+10	+8	+8	+6	+4
+ 8	+12	+12	+9	+6
+ 6	+9	+12	+12	+8
+ 4	+6	+8	+8	+10
+ 2	+3	+4	+4	+5
<u>+35</u>	<u>+42</u>	<u>+48</u>	<u>+42</u>	<u>+35</u>



Coefficientes debidos a la carga "P" de posición variable

Fig. 5

+39.40	+47.28	+47.28	+47.28	+39.40
0.00	0.00	+22.26	+22.26	+18.55
0.00	0.00	+10.91	+10.91	+9.09
<u>+39.40</u>	<u>+47.28</u>	<u>+80.45</u>	<u>+80.45</u>	<u>+67.04</u>



Esfuerzos Mínimos.

Esf. Máximos

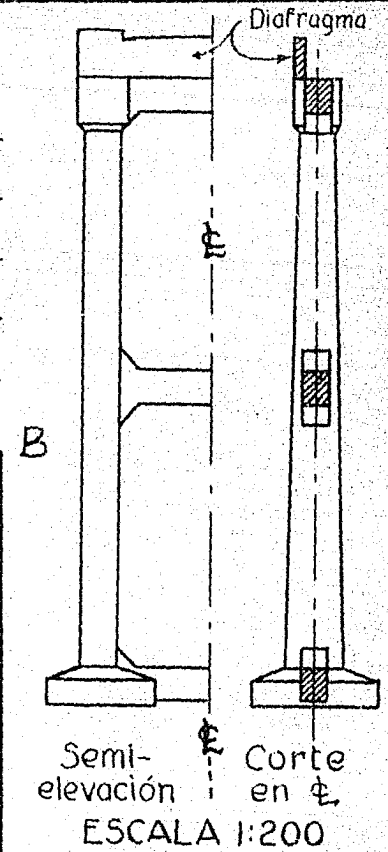
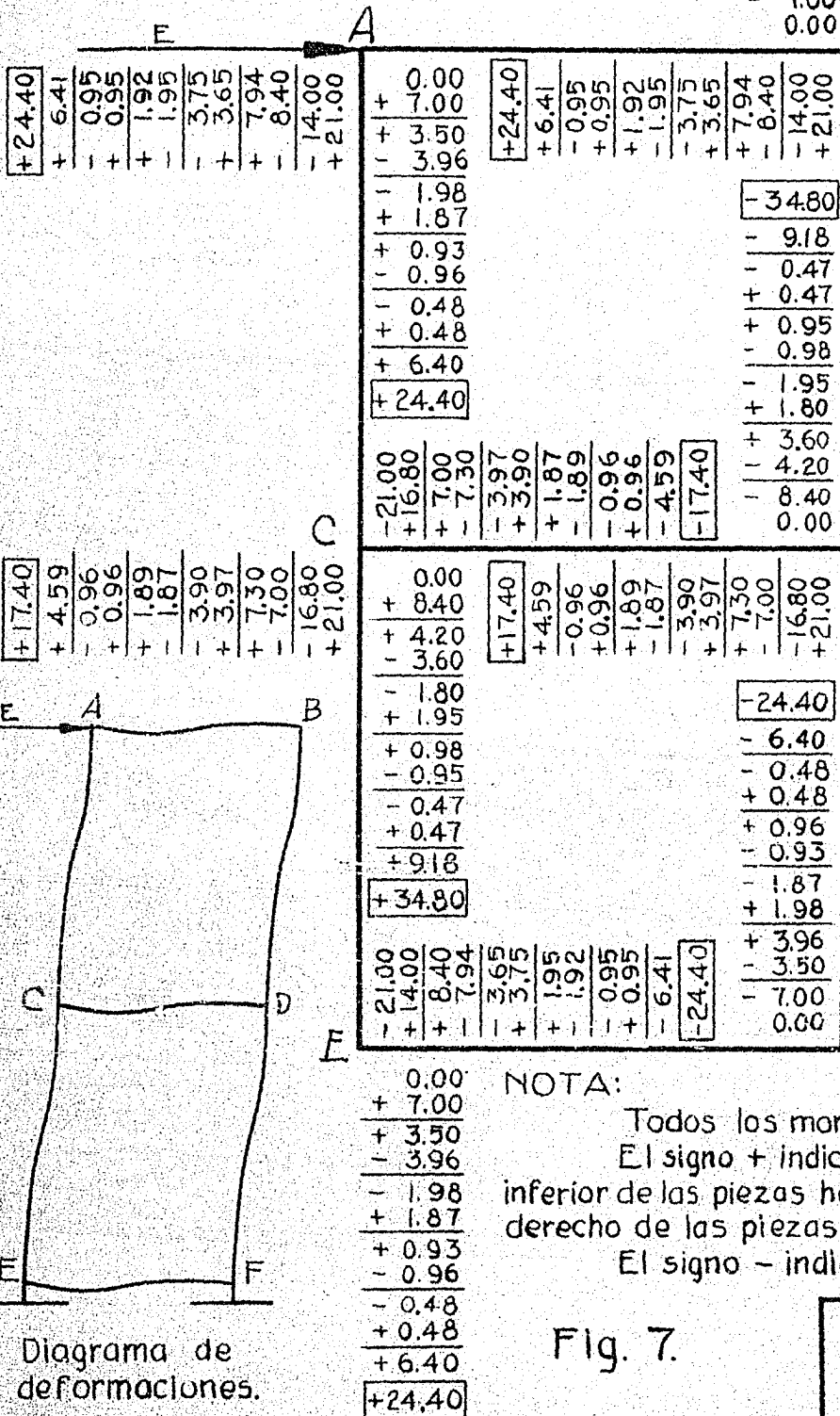
Fig. 6

NOTA: Todos los esf. están en Ton. W= 9.85 Ton.
 tg θ = 0.8000 Para C.V. uniforme; P= 4.64 "
 sec θ = 1.2806 " " concent.; P= 7.95 "

U. N. A. M.
 Tesis Profesional.
 Fernando de la Parra

CABALLETE Nº 8.

Momentos Flexionantes



NOTA:
 Todos los momentos están en Ton.m.
 El signo + indica tensión en la parte inferior de las piezas horizontales y en el lado derecho de las piezas verticales.
 El signo - indica lo contrario.

Fig. 7.

U.N.A.M.
 Tesis Profesional.
 Fernando de la Parra.

Plaza de
Toros
de SABINAS

• P.I. 126+621.68+0+00
de Preliminars 1 y 2.

A = 51° 10' 0"
ST = 137.15 m
LC = 255.83 m
R = 286.50 m
G = 4° 00' 0"

Fabrica de hielo
"LAREYNERA"

Cra. de
Petroleo
"El Aguila"

F.C. A Sabinas

A = 50° 30' 1"
ST = 135.12 m
LC = 262.50 m
R = 286.50 m
G = 4° 00' 1"

Parque Car-
la Blanco.

Radiodifus-
ora XEBX

P.T. 127+261.93

A Rosita
Ferrocarril Nacionales

P.C. 127+020.30

• P.I. 127+144.45
= 542.1' (reim.)

A = 24° 27' 0"
ST = 323.15 m
LC = 244.50 m
R = 573.00 m
G = 2° 00' 0"

ESCUELA
Eduardo Parishi

Taller

Casa

Agencia
Chevrolet

P.T. 127+264.80

SW 38' 27"
TRAZO

P.C. 127+474.50

A = 27° 55' 1"
ST = 94.95 m
LC = 186.12 m
R = 382.00 m
G = 3° 00' 1"

P.I. 127+569.55

Preliminar 2
+ 139.50

P.T. 127+680.72

NW 63° 36'
218.43

230.05
NW 62° 08'
112.63

NW 53° 21'
112.00

SABINAS

ISLETA GRANDE

SE 4°
+ 20

Memoria P.N. de Salida

(Trazo y alineamiento de las pautas)

45 544+541.02

COLONIA FLORES MAGON

Fabrica de hielo

Solar
C.F. Bonis a
Banqueta El

Banca

Plaza

Plaza

Plaza

Plaza

Plaza

Plaza

Plaza

CALLE CENTENARIO

AVENIDA PUEBLA

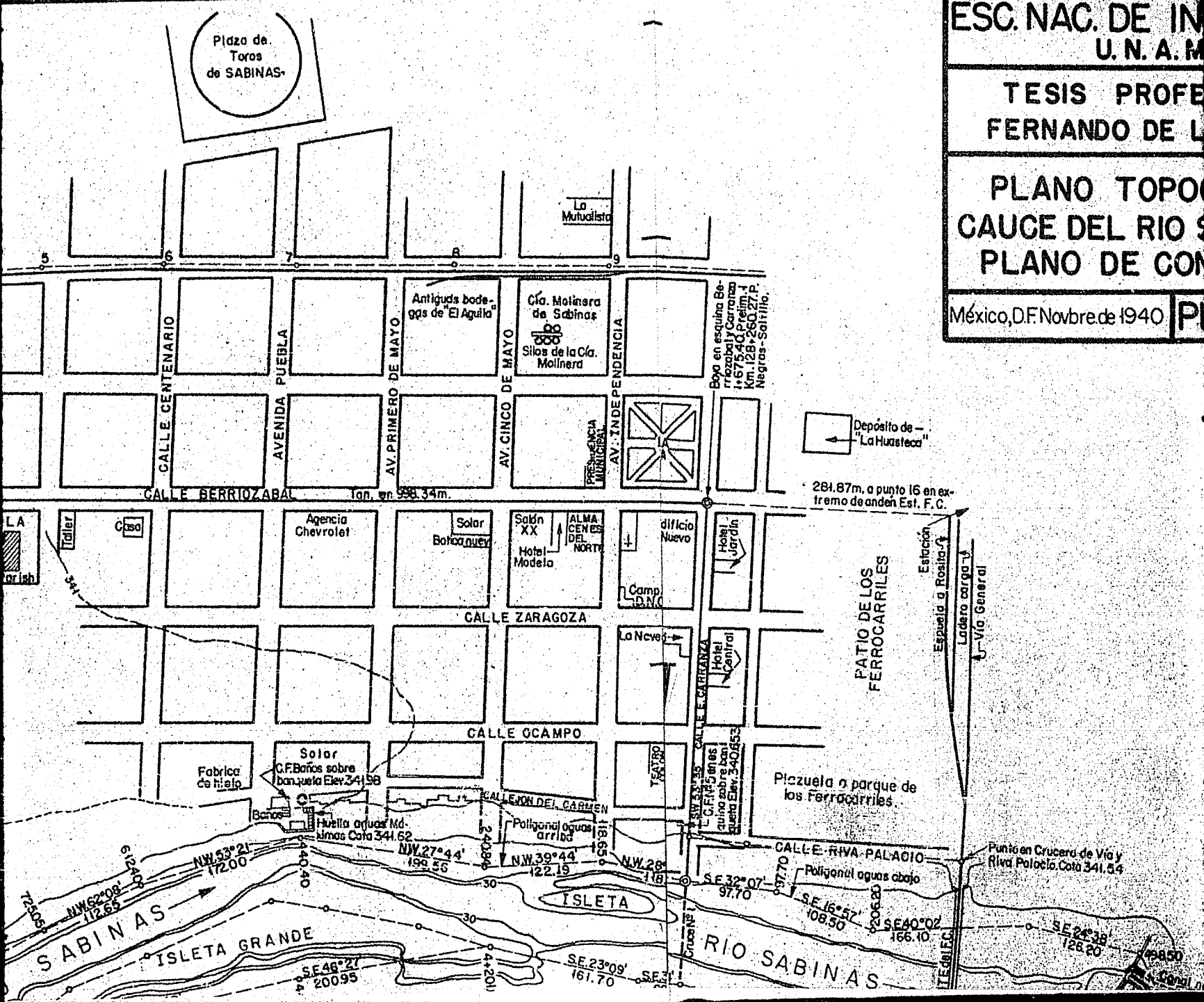
CALLE BERRIOZARAI

ESC. NAC. DE IN
U. N. A. M.

TESIS PROFE
FERNANDO DE L

PLANO TOPO
CAUCE DEL RIO
PLANO DE COM

México, D.F. Novbre de 1940

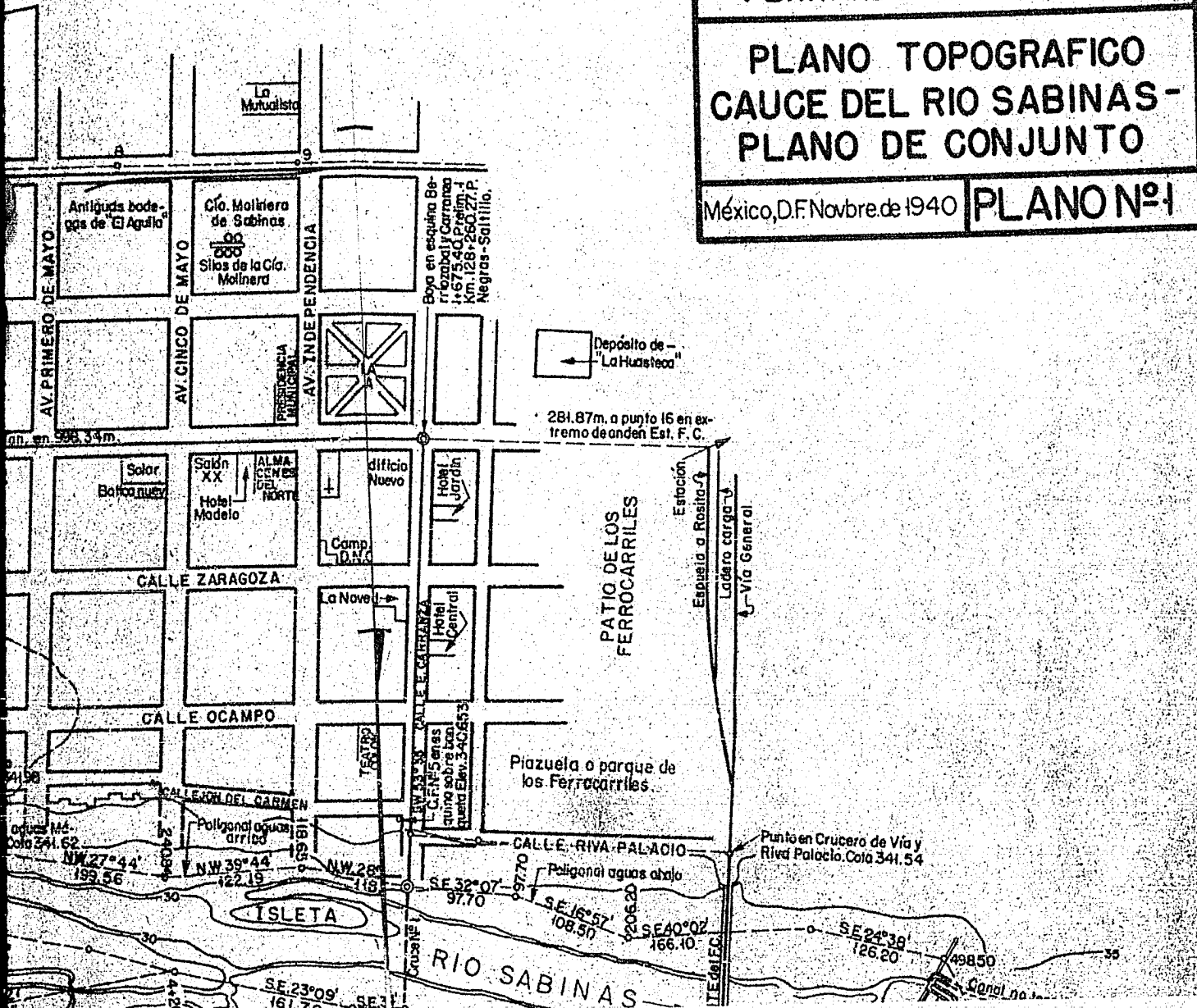


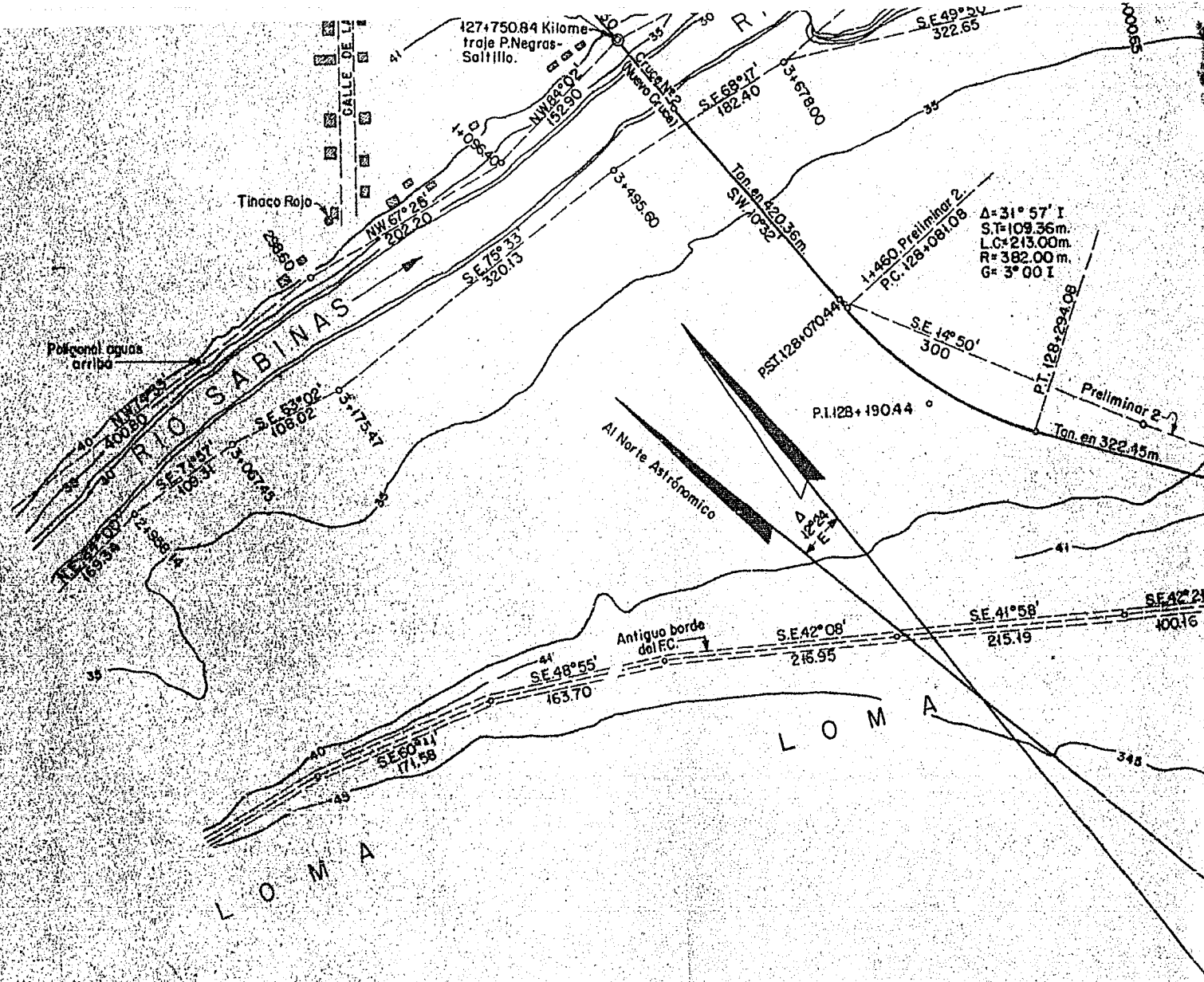
ESC. NAC. DE INGENIEROS
U. N. A. M.

TESIS PROFESIONAL
FERNANDO DE LA PARRA

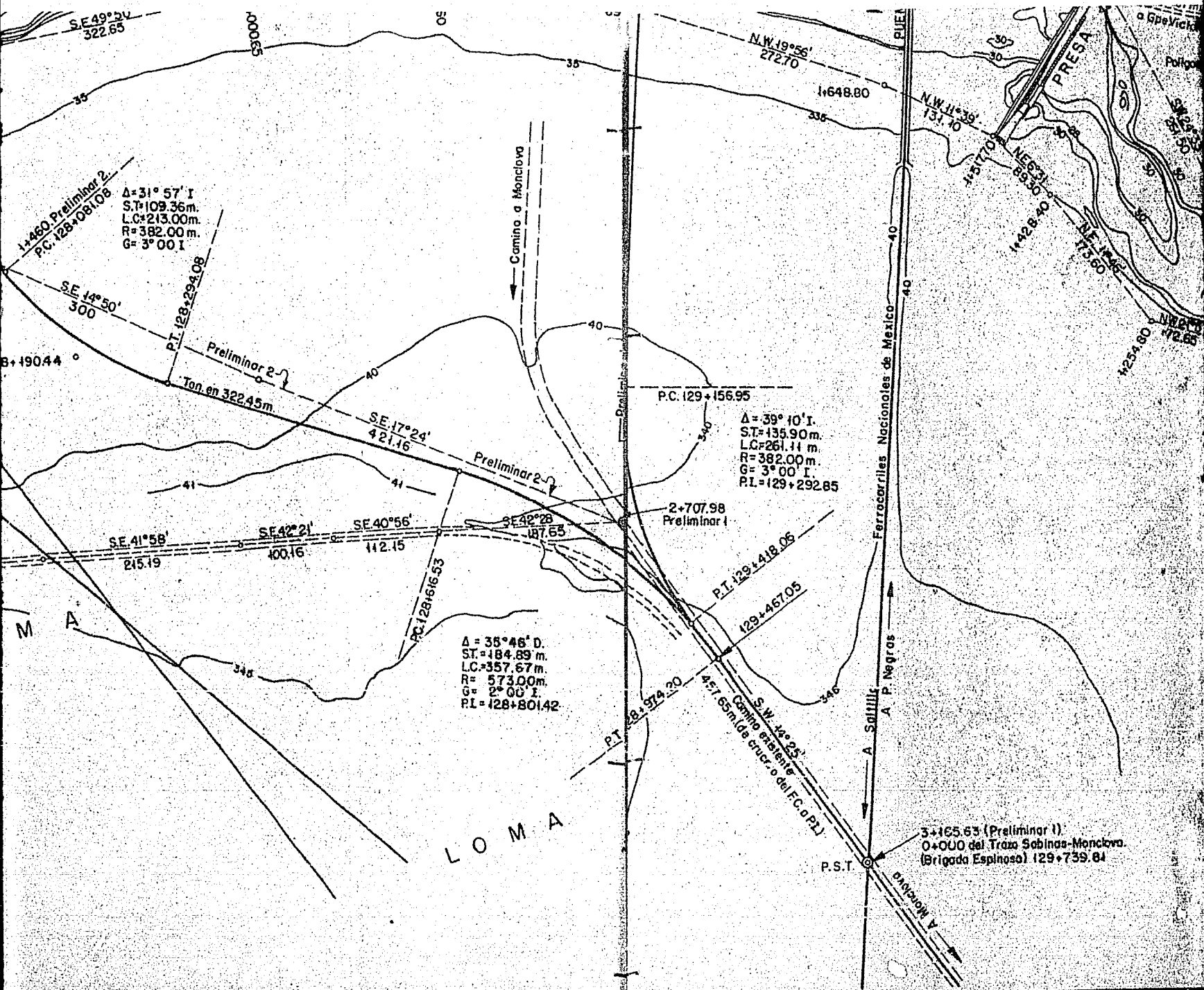
PLANO TOPOGRAFICO
CAUCE DEL RIO SABINAS -
PLANO DE CONJUNTO

México, D.F. Novbre. de 1940 | PLANO N° 1





ESCALA 1:4000 APROX.



S.E. 49° 20' 322.65

00065

05

N.W. 19° 56' 272.70

1+648.80

N.W. 11° 39' 131.10

50
30

N.E. 33° 18' 89.30

1+928.40

S.E. 14° 46' 175.60

N.E. 61° 17' 72.65

1+259.60

1+460 Preliminar 2
P.C. 128+081.08
 $\Delta = 31^\circ 57' I$
ST = 109.36 m.
LC = 213.00 m.
R = 382.00 m.
G = 3° 00' I

S.E. 14° 50' 300

P.T. 128+294.08

Preliminar 2
Ton. en 322.45 m.

S.E. 17° 24' 421.16

Preliminar 2

P.C. 129+156.95

$\Delta = 39^\circ 10' I$
ST = 135.90 m.
LC = 261.11 m.
R = 382.00 m.
G = 3° 00' I.
PI = 129+292.85

2+707.98 Preliminar 1

S.E. 41° 58' 215.19

S.E. 42° 21' 400.16

S.E. 40° 56' 112.15

S.E. 42° 28' 187.65

P.C. 128+165.53

$\Delta = 35^\circ 46' D$
ST = 184.89 m.
LC = 357.67 m.
R = 573.00 m.
G = 2° 00' I.
PI = 128+801.42

P.T. 129+418.05

129+467.05

P.T. 129+574.20

S.W. 30° 25' 4+1.65 m (de cruceo del F.C.D.P.)

Ferrocarriles Nacionales de Mexico

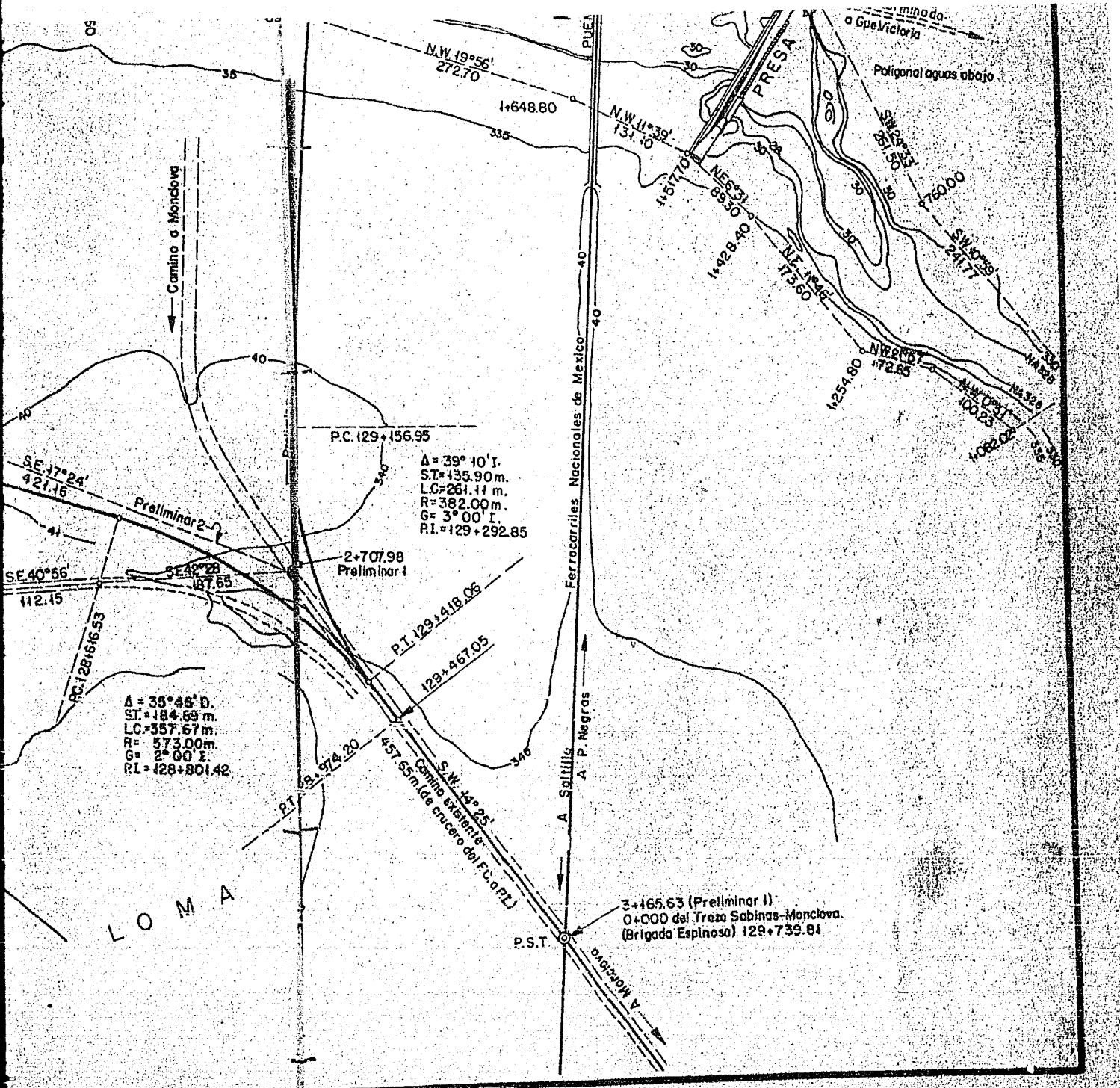
A. Saltillo

A. P. Negros

LOMA

P.S.T.

3+165.63 (Preliminar 1)
O+000 del Tramo Sabinas-Monclova
(Brigada Espinosa) 129+739.84



Camino a Monclova

PRESA

a Gpe Victoria

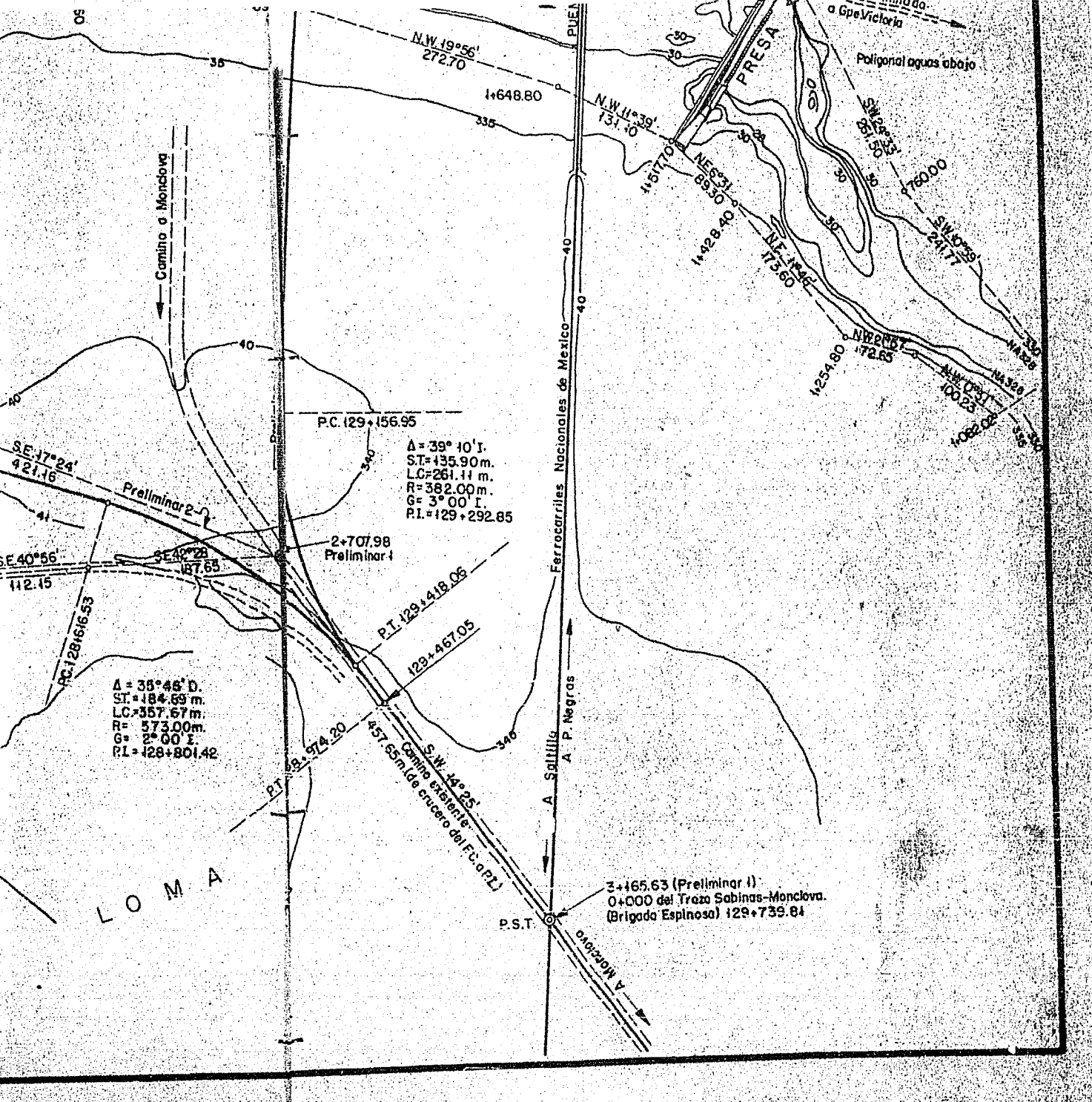
Poligonal aguas abajo

Ferrocarriles Nacionales de Mexico

A Saltillo A P. Negros

P.S.T.

A Monclova



N.W. 19°56'
272.70

1+648.80

N.W. 11°39'
131.40

1+517.00

N.E. 8°31'
89.50

1+428.40

N.E. 1°46'
115.50

N.W. 8°07'
172.65

1+760.00

N.W. 10°29'
211.77

N.W. 10°29'
100.25

N.W. 10°29'
108.28

N.W. 10°29'
5.58

P.C. 129+156.95

$\Delta = 39^\circ 10' I.$
 $ST = 135.90 \text{ m.}$
 $LC = 261.11 \text{ m.}$
 $R = 382.00 \text{ m.}$
 $G = 3^\circ 00' I.$
 $PI = 129+292.85$

2+707.98
Preliminar I

P.T. 129+418.06

129+467.05

P.T. 128+974.20

128+974.20

SE. 17°24'
421.16

SE. 40°56'
112.45

SE. 40°29'
187.65

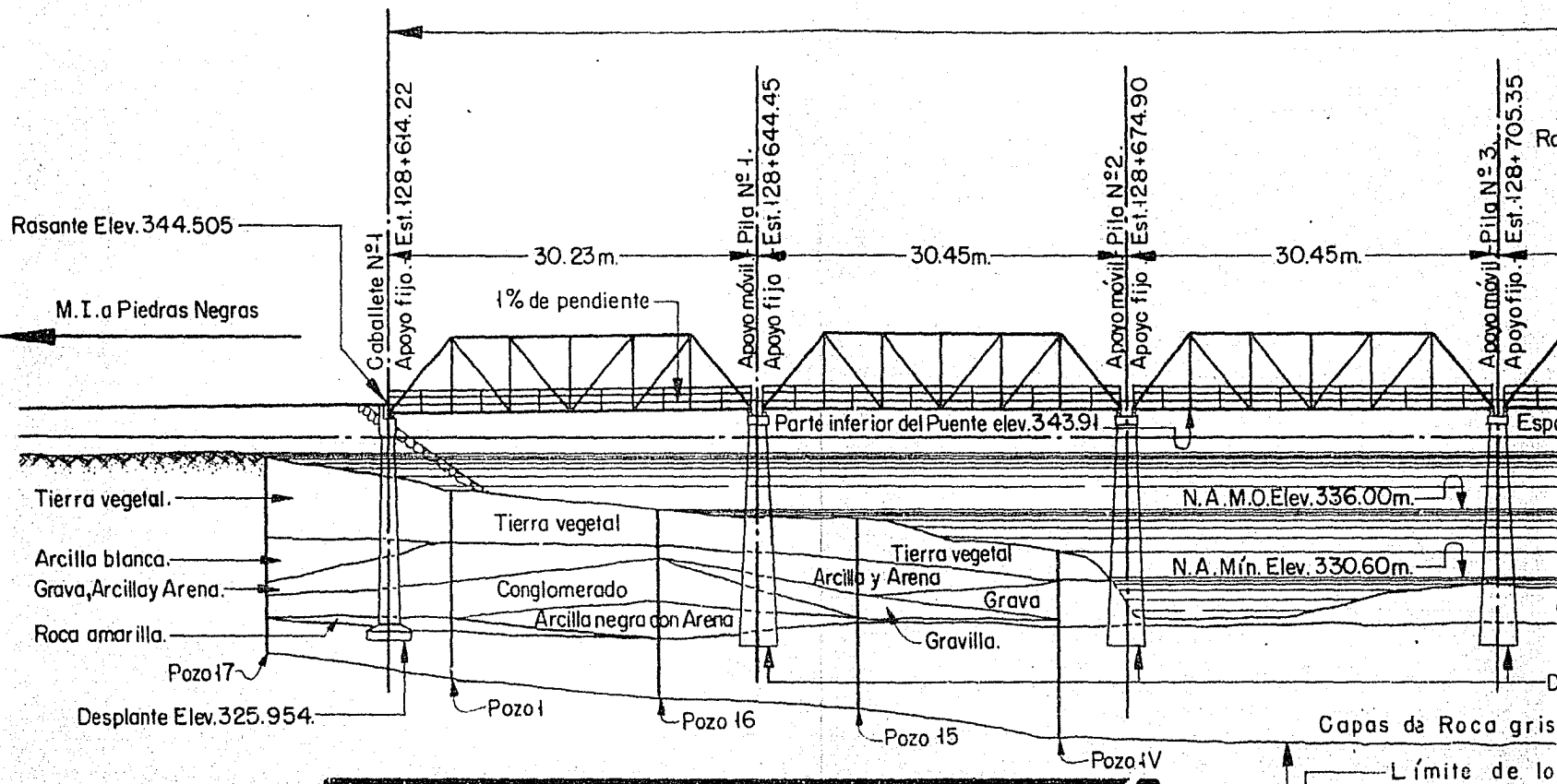
AC. 128+16.53

$\Delta = 35^\circ 48' D.$
 $ST = 184.69 \text{ m.}$
 $LC = 357.67 \text{ m.}$
 $R = 573.00 \text{ m.}$
 $G = 2^\circ 00' I.$
 $PI = 128+801.42$

LOMA

S.W. 14°25'
Camino cruceo del F.C. RL

3+165.63 (Preliminar I)
 0+000 del Trezo Sabinas-Monclova.
 (Brigada Espinosa) 129+735.84

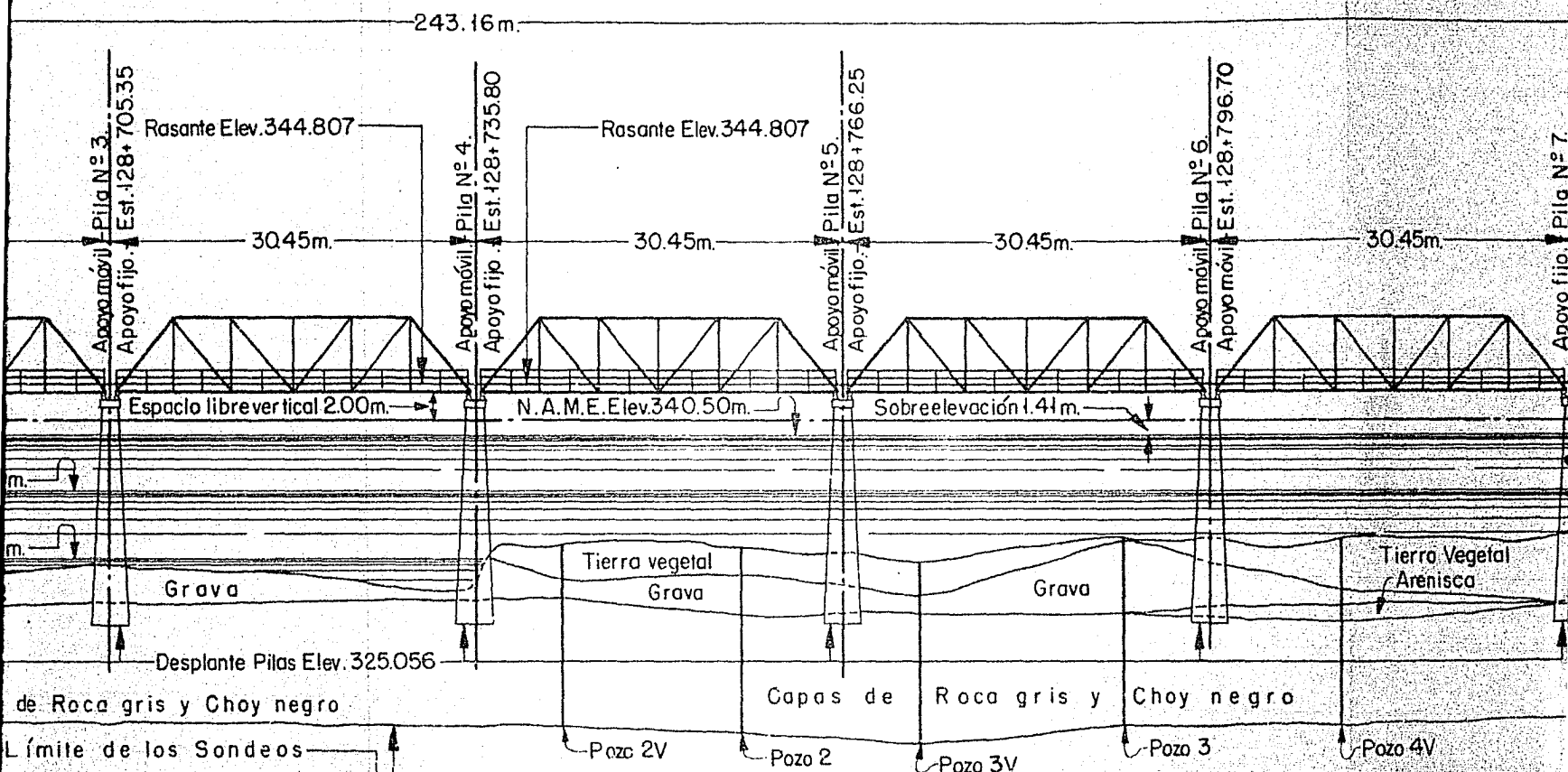


DATOS HIDRAULICOS

Gasto máximo	9040	m ³ /seg
Velocidad de llegada (cauce principal).	4.23	m/seg.
Area bajo el puente	1804	m ² .
Velocidad bajo el puente.	5.07	m/seg.
Sobreelevación producida por la presa.	1.01	m.
Sobreelevación producida por el mismo puente.	0.40	m.
Espacio libre vertical.	2.00	m.

128+600

128+700

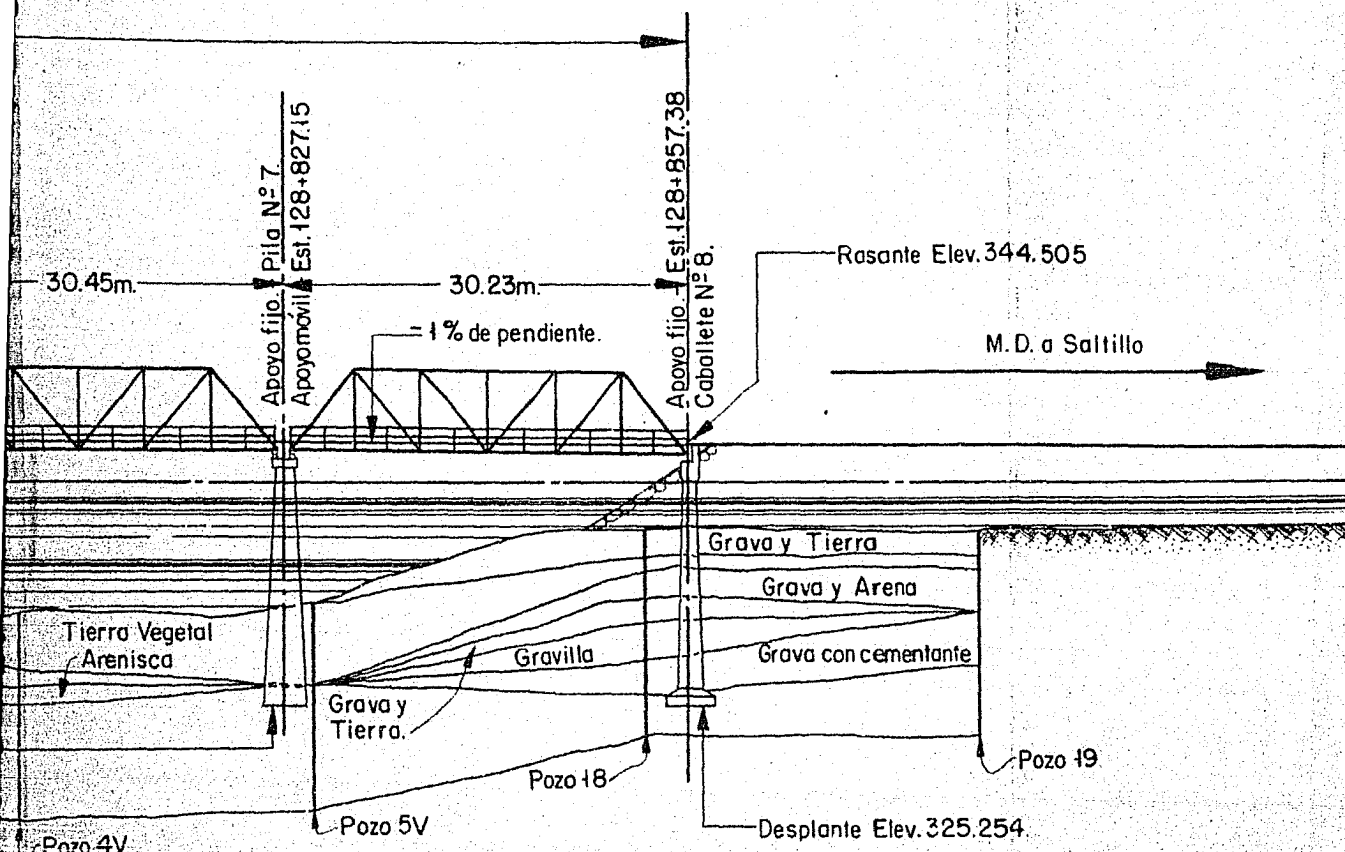


CRUCE E. CARRANZA
 ELEVACION
 ESCALA 1:400

NOTA
 SUPERESTRUC
 SUBESTRUC
 y Pavimentad

700

128+800



PRE	
DESCRIPCION	
Excavaciones en seco.	
Excavaciones en agua.	
Mampostería de 3ª	
Concreto clase "C"	
Zampeado.	
Concreto clase "A"	
Fierro de refuerzo.	
Acero estructural	
Imprevistos 10%	
Ingeniería y Administración	
Costo capitalizado de cons	
COSTO DEL PUENTE II	

NOTAS:

EL PUENTE CONSISTE EN:

SUPERESTRUCTURA.—Ocho armaduras de fierro estructural de 30.00m. de longitud, según Proy. N° A3113-96.1

SUBESTRUCTURA.—Dos caballetes extremos de concreto armado y siete pilas de mampostería de 3ª clase.

Los precios unitarios del presupuesto son los del contrato de la "Compañía Constructora y Pavimentadora" S.A.

P R E S U P U E S T O

DESCRIPCION	CANTIDAD	UNID.	PRECIO U.	IMPORTE
Excavaciones en seco.	4752	m ³	variable	\$ 8210
Excavaciones en agua.	3208	"	" "	" 22173
Mampostería de 3 ^a .	2366	"	\$ 32.00	" 75750
Concreto clase "C".	59.15	"	" 75.00	" 4440
Zampeado.	398	"	" 19.00	" 7560
Concreto clase "A".	419.40	"	" 90.00	" 37750
Fierro de refuerzo.	41718	Kg.	" 0.65	" 27100
Acero estructural	270400	"	" 0.75	" 202800
			SUMA: _____	\$ 385783
Imprevistos 10% _____			"	38578
			SUMA: _____	" 424361
Ingeniería y Administración 5% _____			"	21218
			SUMA: _____	" 445579
Costo capitalizado de conservación = $\frac{270.4 \times 6}{0.08}$ _____			"	20280
COSTO DEL PUENTE INCLUYENDO CONSERVACION: -				\$ 465859

344.505

M.D. a Saltillo

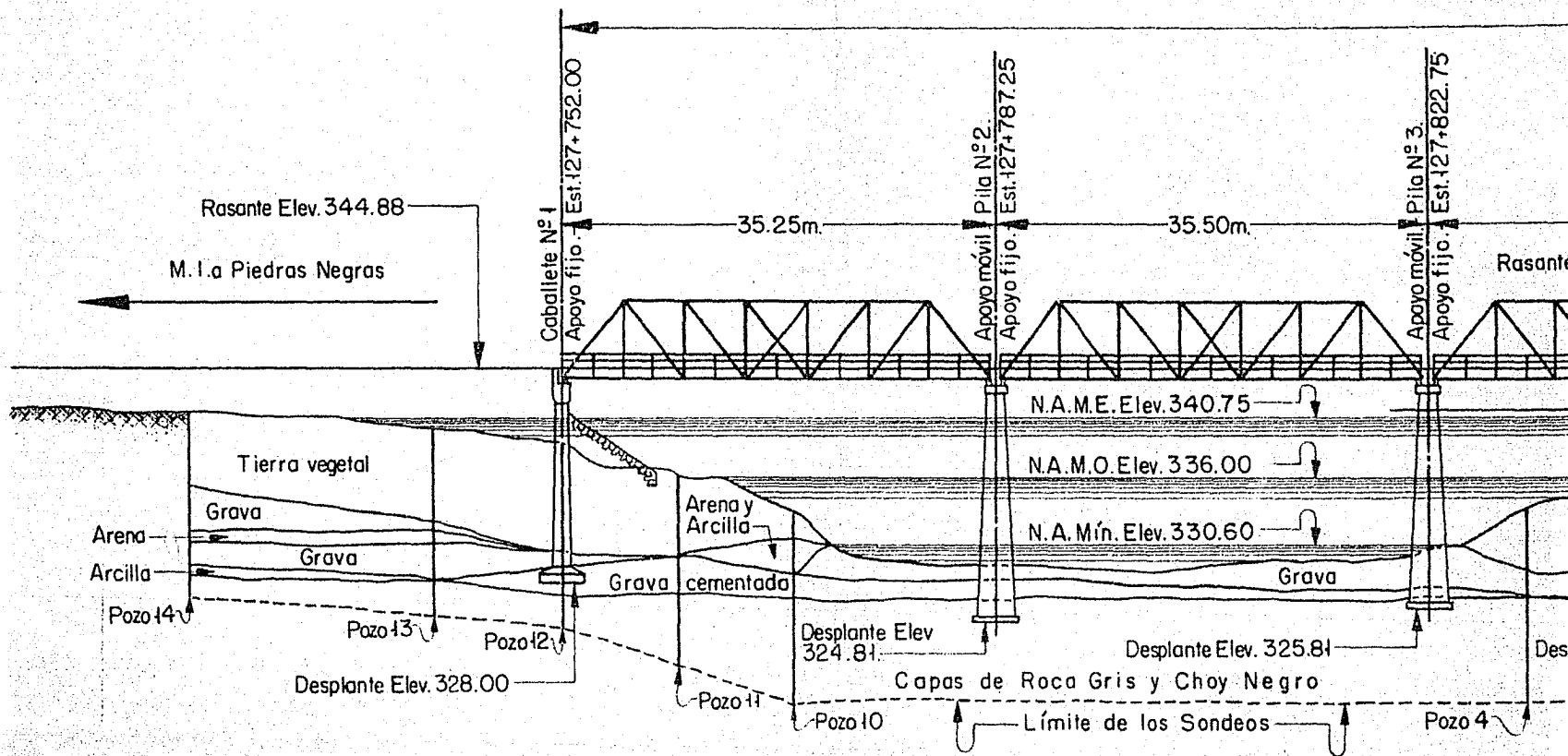
Pozo 19

5.254.

longitud, según Proy. N° A3143-96.1.
 pilas de mampostería de 3^a clase.
 contrato de la "Compañía Constructora

128+900

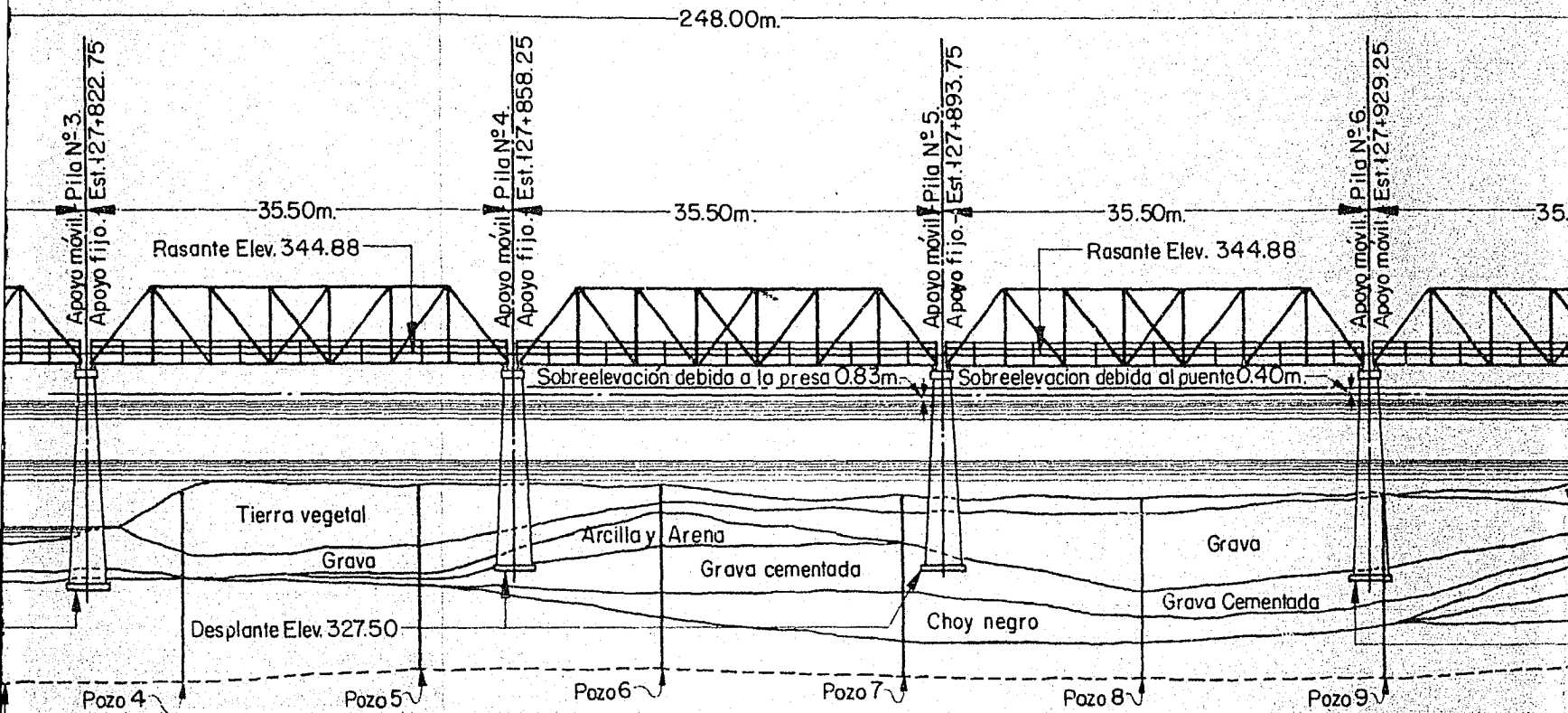
ESC. NAL. DE INGENIEROS
U. N. A. M.
TESIS PROFESIONAL
FERNANDO DE LA PARRA
PUENTE DE
"RIO SABINAS"
ANTEPROYECTO N° 5
México, D. F. Noviembre de 1940
PLANO N° 2



DATOS HIDRAULICOS

Gasto.	9040	m ³ /s.
Area bajo el puente.	1736	m ²
Velocidad de llegada (cauce principal).	4.45	m/s.
Velocidad bajo el puente.	5.25	"
Sobreelevación producida por la presa.	0.83	m.
Sobreelevación producida por el puente.	0.40	"
Espacio libre vertical.	2.00	"

← 127+800



**NUEVO CRUCE
DISTRIBUCION GENERAL**

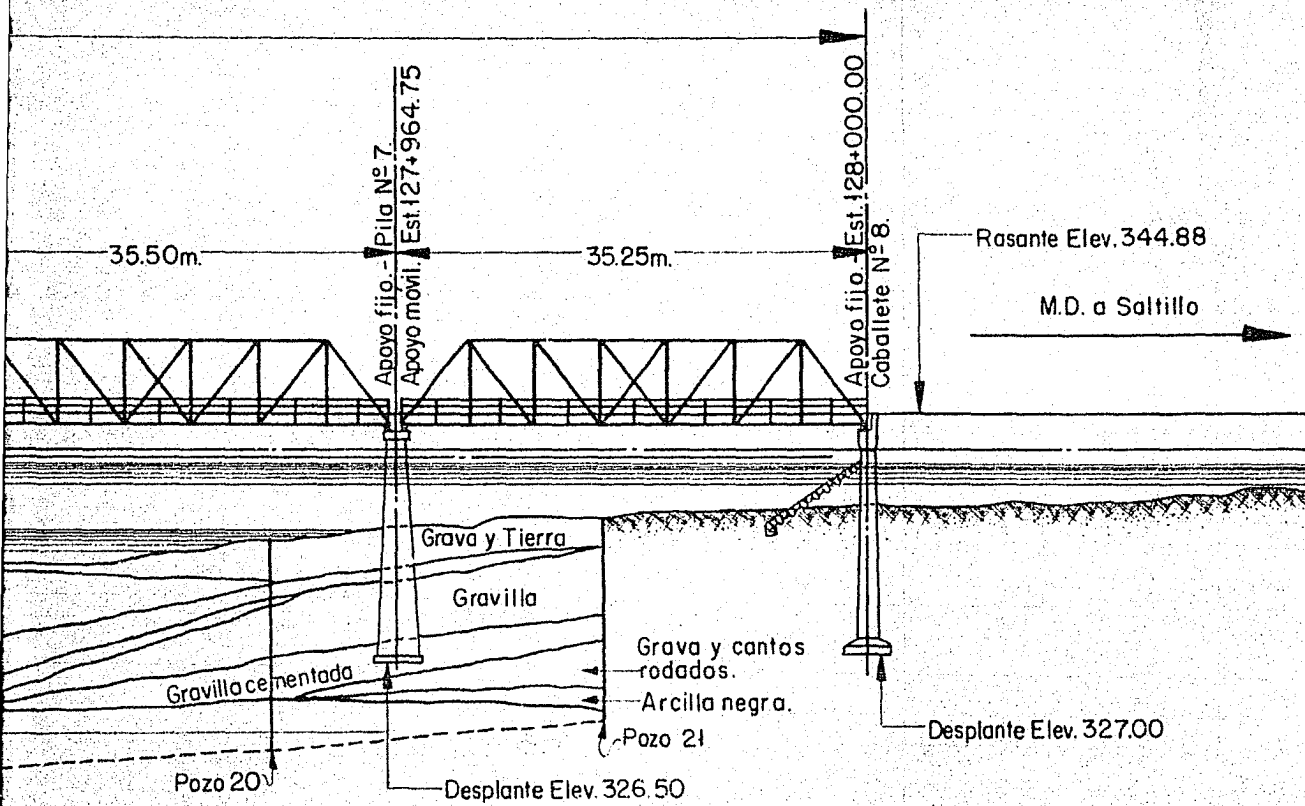
ESCALA 1:400

NO

SUPERE
SUBES

y Pavim

127+900



PRES	
DESCRIPCION	CANTIDAD
Excavaciones en seco.	
Excavaciones en agua.	
Mampostería de 3ª clase.	
Concreto clase "C".	
Concreto clase "A".	
Fierro de refuerzo.	4
Fierro estructural.	29
Zampeado.	
Imprevistos 10%	
Ingeniería y Admón. 5%	
Costo capitalizado de conservación	
COSTO DEL PUENTE, INCLUYE	

NOTAS:

El puente consiste en:

SUPERESTRUCTURA - Siete armaduras metálicas de 35.00 m. de longitud.

SUBESTRUCTURA - Dos caballetes extremos de concreto armado y seis pilas de mampostería de 3ª clase

Los precios unitarios del presupuesto son los del contrato de la "Compañía Constructora y Pavimentadora" S.A.

128+000

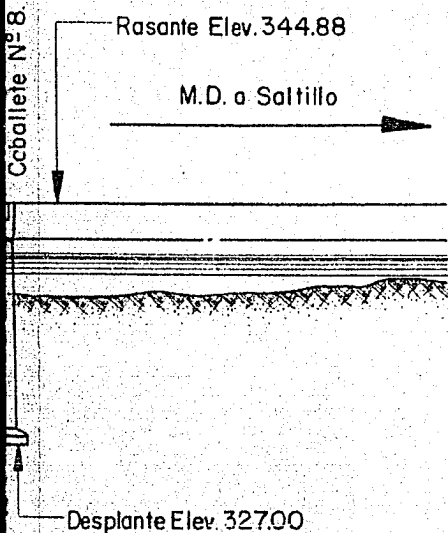
CARRETERA
P. NEGRAS
SALTILLO

SECCION
SABINAS
MONCLOVA

KILOMETRO
128

P R E S U P U E S T O

DESCRIPCION	CANTIDAD	UNID.	PRECIO U.	COSTO TOTAL
Excavaciones en seco.	4846	m ³	variable	\$ 8927
Excavaciones en agua.	1984	"	" "	" 14862
Mampostería de 3 ^a clase.	1951	"	\$ 32.00	" 62432
Concreto clase "C".	55.2	"	" 75.00	" 4140
Concreto clase "A".	405.5	"	" 90.00	" 36495
Fierro de refuerzo.	40742	Kg.	" 0.65	" 26482
Fierro estructural.	294000	"	" 0.75	" 220500
Zampeado.	506	m ³	" 19.00	" 9614
			SUMA:	\$ 383452
Imprevistos 10%				" 38345
			SUMA:	" 421797
Ingeniería y Admón. 5%				" 21090
			SUMA:	" 442887
Costo capitalizado de conservación $\frac{294 \times 6}{0.08}$				" 22050
COSTO DEL PUENTE, INCLUYENDO CONSERVACION:				" 464937



ESC.NAL. DE INGENIEROS
U. N. A. M.

TESIS PROFESIONAL
FERNANDO DE LA PARRA

PUENTE DE
"RIO SABINAS"
DISTRIBUCION GENERAL

México, D.F. Noviembre de 1940

PLANON° 3

d.
s pilas de mampostería de 3^a clase
trato de la "Compañía Constructora

000